



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
MARIGOLD NAFA PARK BSD MENGGUNAKAN  
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN  
*ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)***

FEISAL RAJAB RIVAI  
NRP. 03111440000078

Dosen Pembimbing I  
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D

Dosen Pembimbing II  
Prof. Tawio, S.T., M.T., Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2018





TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG  
MARIGOLD NAFA PARK BSD MENGGUNAKAN  
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN  
*ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)***

FEISAL RAJAB RIVAI  
NRP. 03111440000078

Dosen Pembimbing I  
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D

Dosen Pembimbing II  
Prof. Taviero, S.T., M.T., Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2018







FINAL PROJECT (RC14-1501)

**DESIGN MODIFICATION OF MARIGOLD NAFA  
PARK BSD USING STEEL COMPOSITE WITH  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)**

FEISAL RAJAB RIVAI  
NRP. 03111440000078

Academic Supervisor I  
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D

Academic Supervisor II  
Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT  
Faculty of Civil, Environment and Geo Engineering  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya 2018



**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG MARIGOLD  
NAFA PARK BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA  
KOMPOSIT DENGAN *ECCENTRICALLY BRACED*  
*FRAME (EBF)***

**TUGAS AKHIR**



Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Bidang Studi Struktur  
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

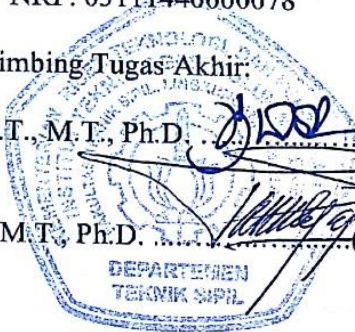
Oleh:

**FEISAL RAJAB RIVAI**

NRP. 03111440000078

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir.

1. Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.  (Pembimbing I)
2. Prof. Tawio, S.T., M.T., Ph.D.  (Pembimbing II)



**SURABAYA  
JUNI, 2018**

Halaman ini sengaja dikosongkan

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG MARIGOLD  
NAFA PARK BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA  
KOMPOSIT DENGAN *ECCENTRICALLY BRACED*  
*FRAME (EBF)***

**Nama Mahasiswa : Feisal Rajab Rivai**  
**NRP : 03111440000078**  
**Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS**  
**Dosen Pembimbing : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.**  
**Prof. Tavio S.T., M.T., Ph.D.**

**Abstrak**

*Indonesia merupakan daerah yang berada pada ring of fire yang memiliki ancaman gempa bumi cukup tinggi, sehingga merencanakan struktur bangunan tahan gempa merupakan syarat yang wajib dipenuhi. Salah satu sistem pada bangunan baja yang dirancang untuk menahan gempa adalah menggunakan sistem struktur rangka bresing eksentrik atau yang biasa disebut dengan *eccentrically braced frame (EBF)*. EBF biasa disebut sebagai sistem hybrid antara system rangka pemikul momen dan *concentrically braced frame CBF* karena EBF mampu memikul kombinasi antara beban rangka dan truss. EBF memiliki daktilitas yang tinggi seperti halnya pada sistem rangka pemikul momen, tetapi juga memiliki kekakuan yang tinggi seperti CBF. Konsep desain EBF adalah link ditetapkan sebagai bagian yang akan rusak sedangkan elemen lain tetap berada dalam kondisi elastik.*

*Dalam tugas akhir ini, Marigold Nafa Park Condominium BSD dimodifikasi sehingga menggunakan struktur baja beton komposit (*Concrete Filled Tube*) dengan sistem EBF yang memiliki ketinggian 16 Lantai dan 1 basement. Konfigurasi EBF yang digunakan yaitu *Inverted V Braced*. Perencanaan juga dilakukan studi perilaku antara 3 jenis link (*Short link, Intermediate link, dan Long link*) dan akan memenuhi persyaratan keamanan struktur*

*berdasarkan SNI 1729:2015, SNI 03-1729-2002, SNI 1726:2012, SNI 2847:2013, dan SNI 1727:2013.*

*Dari hasil analisa yang telah dilakukan diperoleh hasil yaitu: deformasi lateral yang dihasilkan pada model Short Link lebih kecil dibandingkan dengan dua model yang lain dan nilai daktilitas dari pushover analysis menunjukkan Short Link memiliki nilai yang lebih besar. Tebal pelat lantai dan atap dengan menggunakan bondek ialah 9 cm, dimensi balok induk WF 500x300x11x15, panjang elemen link 100 cm, dimensi bresing WF 350x350x8x12, dimensi kolom CFT 700x700x28. Perencanaan bangunan bawah menggunakan dinding penahan dengan tipe cantilever wall dan pondasi menggunakan tiang pancang beton diameter 60 cm dengan kedalaman 15 meter. Kolom basement direncanakan dengan dimensi 95/95 cm. Dan dimensi Sloof 45/65 cm.*

***Kata kunci: Eccentrically Braced Frame, Perilaku Link, Baja-Beton komposit***

# **DESIGN MODIFICATION OF MARIGOLD NAFA PARK BSD USING STEEL COMPOSITE WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)**

**Student Name : Feisal Rajab Rivai**  
**NRP : 03111440000078**  
**Department : Civil Engineering FTSLK-ITS**  
**Academic Supervisor : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.**  
**Prof. Tawio S.T., M.T., Ph.D.**

## **Abstract**

*Indonesia is a country located in the ring of fire area that has high level earthquake threat, thus planning an earthquake resistant building structure is a requirement that must be met. One of the systems in steel structures that designed to withstand earthquakes is to use eccentrically braced frame (EBF). EBF is commonly referred to as a hybrid system between moment resisting frame and concentrically braced frame (CBF) because EBF is capable of resisting a combination of frame and truss loads. EBFs have high ductility as well as on moment resisting frame system, but also have high stiffness like CBF. EBF design concept is the link set as the part that will be broken while other elements remain in elastic condition.*

*In this final project, Marigold Nafa Park Condominium BSD is modified so that it uses composite structure (Concrete Filled Tube) with EBF system which has 16 floors of height and 1 basement. The EBF configuration used in this project is Inverted V Braced. Planning is also conducted in the study of behavior between 3 types of links (Short link, Intermediate link, and Long link) and will meet the requirements of structural safety based on SNI 1729:2015, SNI 03-1729-2002, SNI 1726:2012, SNI 2847:2013, and SNI 1727:2013.*

*From the analysis, the obtained results are: the lateral deformation produced on the Short model is smaller than the other two model and the ductility value of pushover analysis shows the Short Link has the higher value. Thickness of floor and roof plates are 9 cm, WF 500x300x11x15 is used as dimension of primary beams, 100 cm link element length, WF 350x350x8x12 for bracing dimension, and CFT 700x700x28 as the column dimension. Basement and foundation planning consists of retaining wall using cantilever wall type and foundation using concrete piles with 60 cm diameter and 17,5 meters of depth. Basement column is planned with dimensions of 95/95 cm and the dimension of Sloof 45/65 cm.*

***Kata kunci: Eccentrically Braced Frame, Link Behavior, Composite Steel-Concrete Structure***



## KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT karena atas berkat rahmat dan karunia-Nya, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul “Modifikasi Perencanaan Gedung Marigold Nafa Park BSD menggunakan Struktur Baja Komposit dengan *Eccentrically Braced Frame (EBF)*”.

Dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, penulis mendapatkan banyak bantuan, bimbingan dan dorongan dari berbagai pihak baik secara langsung maupun tidak langsung. Oleh karena itu, penulis mengucapkan banyak terima kasih dan penghargaan yang setinggi-tingginya kepada:

1. Kedua orang tua, Ahmad Rivai, S.E., M.M., M.B.A. dan Juairiah, S.Kep., M.Kep. yang selalu memberikan dukungan baik moril dan materil, dan menjadi motivasi penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini. Serta tak lupa pula kakak dan adik tersayang, Poppi Rianty Kemala, S.Psi. dan Fakhri Abdullah Rivai yang bersama-sama akan terus berusaha membahagiakan mama dan papa.
2. Bapak Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D. dan Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D. selaku dosen pembimbing tugas akhir yang selalu sabar dan tulus dalam memberikan banyak masukan dan ilmu yang sangat bermanfaat.
3. Seluruh dosen pengajar beserta staf karyawan di Departemen Teknik Sipil ITS, terima kasih atas ilmu-ilmu yang telah diberikan
4. Ardelia Arlimasita yang selalu sabar menghadapi penulis, yang selalu menyemangati dan menemani.
5. Keluarga Acikiwier yang terdiri dari Bos tyo (Adhi Dharma Prasetyo), Big Brother yang lulus duluan (Iqbal Albana), Jangkrek (Audy Aditriananda), WA1 (Muhammad Ridwan), Koh rio (Rio Chandra), Mas Bud (Ridwan Budiarto), Bang Vick (Vickie Ibnu), Bang syat (Syatrio Lumacsono), Kon Cin (Muhammad Adyran), Ad'nan (Muhammad Adnan), dan si Pelupa (Dias Bramantyo) yang telah memotivasi, menemani dan membantu menyelesaikan Tugas Akhir ini.

6. Alifia Az-Zahra, Muhammad Zulfikar Fauzi, Muhammad Nur Fathihin, Jessica Martha, Saocy Vidya, Viena Ananda, Ivan Dwi, Mahendra Perdana, Fajri Aulia, Gufra Ramadhana, Arnold Yosua dan Lisna Isminingtyas yang juga sempat menemani dan membantu penulis.
7. Sharfina Cintanya (mba pipin) dan Nurmei Anggita (Anggi), geng SKUY yang menjadi partner lomba namun selalu tidak lolos sampai akhirnya membuahkan hasil di lomba yang terakhir kali.
8. Teman-teman S57, keluarga yang menemani selama 4 tahun ini dalam menjalani kehidupan perkuliahan.
9. Semua pihak yang tidak dapat disebutkan satu per satu yang memberi dukungan dan membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini, semoga semua jasa anda dibalas kebaikan oleh-Nya.

Penulis menyadari dalam pembuatan Tugas Akhir ini masih terdapat kekurangan, maka dari itu kritik dan saran yang membangun sangat diharapkan demi kesempurnaan dalam pembuatan laporan. Diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat baik bagi penulis sendiri maupun umum.

Surabaya, Juni 2018

(Penulis)

## DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	i
ABSTRAK .....	iii
ABSTRACT .....	v
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI .....	ix
DAFTAR TABEL .....	xiii
DAFTAR GAMBAR .....	xv
BAB 1 PENDAHULUAN.....	1
1.1    Latar Belakang .....	1
1.2    Rumusan Masalah .....	2
1.2.1    Permasalahan Utama .....	2
1.2.2    Rincian Permasalahan .....	2
1.3    Tujuan.....	3
1.3.1    Umum.....	3
1.3.2    Khusus .....	3
1.4    Batasan Masalah.....	4
1.5    Manfaat.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA .....	5
2.1    Umum.....	5
2.2    Struktur Komposit .....	5
2.2.1    Balok Komposit.....	5
2.2.2    Kolom Komposit .....	7
2.3    Struktur Baja Tahan Gempa .....	7
2.3.1    MRF .....	8
2.3.2    CBF .....	9
2.3.3    SPSW.....	9
2.3.4    EBF.....	10
2.4    Pondasi .....	13
BAB III METODOLOGI .....	17
3.1    Umum.....	17
3.2    Bagan Alir Perencanaan .....	17
3.3    Metodelogi Penyelesaian Tugas Akhir.....	18
3.3.1    Pengumpulan Data .....	18
3.3.2    Studi Literatur.....	19

3.3.3	<i>Preliminary Design</i> .....	19
3.3.4	Perhitungan Beban Struktur .....	20
3.3.5	Perencanaan Struktur Sekunder .....	33
3.3.6	Permodelan Struktur .....	34
3.3.7	Kontrol Perencanaan Struktur Primer .....	34
3.3.8	Perencanaan Sambungan .....	51
3.3.9	Perencanaan <i>Basement</i> dan Pondasi .....	54
3.3.10	Penggambaran Teknik .....	58
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN .....		59
4.1	Preliminary Desain .....	59
4.1.1	Perencanaan Dimensi Balok Induk Beton .....	59
4.1.2	Perencanaan Dimensi Balok Anak Beton .....	59
4.1.3	Perencanaan Dimensi Tebal Pelat Beton .....	60
4.1.4	Perencanaan Dimensi Kolom <i>Basement</i> .....	61
4.1.5	Perencanaan Dimensi Shearwall <i>Basement</i> .....	63
4.2	Struktur Sekunder .....	63
4.2.1	Perencanaan Pelat .....	63
4.2.2	Perencanaan Balok Anak .....	69
4.2.3	Perencanaan Balok <i>Lift</i> .....	83
4.2.4	Perencanaan Tangga .....	88
4.3	Permodelan Struktur .....	109
4.3.1	Penjelasan Umum .....	109
4.3.2	Pembebanan Struktur Utama .....	110
4.3.3	Pembebanan gempa dinamis .....	113
4.3.4	Kombinasi pembebanan .....	116
4.3.5	Kontrol desain .....	116
4.3.6	Perilaku Panjang Link .....	127
4.4	Perencanaan Struktur Primer .....	135
4.4.1	Perencanaan Link .....	136
4.4.2	Balok diluar link .....	143
4.4.3	Perencanaan bresing .....	149
4.4.4	Perencanaan balok induk .....	153
4.4.5	Perencanaan Kolom .....	178
4.5	Perencanaan Sambungan .....	185
4.5.1	Sambungan balok induk dengan balok anak .....	185

4.5.2	Sambungan Balok Tangga.....	190
4.5.3	Sambungan <i>bresing</i> .....	194
4.5.1	Sambungan balok induk dengan kolom .....	202
4.5.2	Sambungan antar kolom .....	208
4.5.3	Sambungan kolom dengan <i>base plate</i> .....	211
4.6	Perencanaan Struktur Bawah.....	217
4.6.1	Perencanaan <i>Basement</i> .....	217
4.6.2	Perencanaan Pondasi .....	233
4.6.3	Perencanaan Poer Pada Kolom.....	247
4.6.4	Penulangan Poer .....	250
4.6.5	Perencanaan Kolom Beton .....	259
4.6.6	Perencanaan Sloof Pondasi.....	264
BAB V PENUTUP .....		269
5.1	Kesimpulan.....	269
5.2	Saran.....	271
DAFTAR PUSTAKA.....		273
LAMPIRAN .....		275

Halaman ini sengaja dikosongkan

## DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Klasifikasi <i>Link</i> .....	13
Tabel 3. 1 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa.....	22
Tabel 3. 2 Faktor keutamaan gempa .....	25
Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs.....	25
Tabel 3. 4 Koefisien situs $F_a$ .....	27
Tabel 3. 5 Koefisien situs $F_v$ .....	28
Tabel 3. 6 Kategori resiko $S_{DS}$ .....	28
Tabel 3. 7 Kategori resiko $S_{D1}$ .....	29
Tabel 3. 8 Faktor $R$ , $C_d$ , dan $\Omega$ untuk system penahan gaya gempa .....	29
Tabel 3. 9 Nilai parameter perioda Pendekatan $C_t$ dan $x$ .....	31
Tabel 3. 10 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung .....	32
Tabel 3. 11 Simpangan antar lantai ijin.....	36
Tabel 4. 1 Beban Mati Keseluruhan Bangunan.....	62
Tabel 4. 2 Beban Hidup Keseluruhan Bangunan .....	62
Tabel 4. 3 Rekapitulasi Penulangan Pelat .....	69
Tabel 4. 4 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Atap .....	74
Tabel 4. 5 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lantai .....	78
Tabel 4. 6 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak .....	83
Tabel 4. 7 Perhitungan $N$ Rata-Rata.....	113
Tabel 4. 8 Parameter Gempa Surabaya untuk Situs E.....	114
Tabel 4.9 Faktor $R^a$ , $C_d^b$ , dan $\Omega_o$ untuk sistem penahan gaya gempa .....	115
Tabel 4. 10 Berat Bangunan.....	117
Tabel 4. 11 Partisipasi Massa Bangunan.....	118
Tabel 4. 12 Perioda Struktur.....	119
Tabel 4. 13 Gaya Geser Dasar Beban Gempa .....	120
Tabel 4. 14 Gaya Gempa Dinamis Struktur .....	121
Tabel 4. 15 Simpangan Antar Lantai S-EBF Sumbu X.....	122
Tabel 4. 16 Simpangan Antar Lantai S-EBF Sumbu Y.....	123
Tabel 4. 17 Simpangan Antar Lantai I-EBF Sumbu X .....	123
Tabel 4. 18 Simpangan Antar Lantai I-EBF Sumbu Y .....	124

Tabel 4. 19 Simpangan Antar Lantai L-EBF Sumbu X .....	124
Tabel 4. 20 Simpangan Antar Lantai L-EBF Sumbu Y .....	125
Tabel 4. 21 Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser Kontrol S-EBF .....	126
Tabel 4. 22 Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser Kontrol I-EBF .....	126
Tabel 4. 23 Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser Kontrol L-EBF .....	126
Tabel 4. 24 Performance Point EBF .....	135
Tabel 4. 25 Rekapitulasi Dimensi Kolom .....	182
Tabel 4. 26 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah .....	220
Tabel 4. 27 Rekapitulasi Penulangan Pelat <i>Basement</i> akibat <i>uplift</i> air .....	226
Tabel 4. 28 Rekapitulasi Penulangan Pelat <i>Basement</i> akibat beban parkir .....	229
Tabel 4. 29 Tabel Rekapitulasi Dinding Geser .....	230
Tabel 4. 30 Daya Dukung Tanah Kedalaman 4 – 16,5 m .....	237
Tabel 4. 31 Daya Dukung Tanah Kedalaman 17 – 29,5 m .....	238
Tabel 4. 32 Daya Dukung Tanah Kedalaman 30 m .....	239
Tabel 4. 33 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1 .....	240
Tabel 4. 34 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2 .....	241
Tabel 4. 35 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 1 .....	243
Tabel 4. 36 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 2 .....	244
Tabel 4. 37 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1 .....	245
Tabel 4. 38 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 2 .....	245



## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Balok Komposit dengan Penghubung Geser .....	6
Gambar 2. 2 Balok Baja yang Diberi Selubung Beton.....	6
Gambar 2. 3 Profil Baja Berselubung Beton .....	7
Gambar 2. 4 Profil Baja Berintikan Beton .....	7
Gambar 2. 5 Gaya Yang Bekerja Pada <i>Link</i> .....	11
Gambar 2. 6 Mekanisme Energi Disipasi.....	12
Gambar 2. 7 Jenis Pondasi Dangkal .....	15
Gambar 2. 8 Jenis Pondasi Dalam.....	16
Gambar 3. 1 Bagan Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir	18
Gambar 3. 2 Koefisien risiko terpetakan, perioda respon spektral 0.2 detik.....	26
Gambar 3. 3 Koefisien risiko terpetakan, perioda respon spektral 1 detik.....	27
Gambar 3. 4 Grafik respons spectrum.....	30
Gambar 3. 5 Penentuan simpangan antar lantai .....	35
Gambar 3. 6 Potongan Balok Dengan Penghubung Geser Stud.....	43
Gambar 3. 7 Potongan Balok Dengan Penghubung Geser Baja Kanal .....	44
Gambar 3. 8 <i>Base plate</i> .....	53
Gambar 3. 9 Tekanan aktif pasif tanah.....	55
Gambar 4. 1 Potongan Penampang Balok Induk 40/60 cm.....	60
Gambar 4. 2 Pelat Atap yang Direncanakan .....	63
Gambar 4. 3 Pelat Lantai yang Direncanakan .....	65
Gambar 4. 4 Pelat Lantai 1 yang Direncanakan .....	66
Gambar 4. 5 Penulangan Pelat .....	67
Gambar 4. 6 Balok Anak Atap yang Direncanakan .....	70
Gambar 4. 7 Pembebanan pada Balok Anak Atap .....	71
Gambar 4. 8 Gaya Momen Balok Anak Atap .....	71
Gambar 4. 9 Gaya Geser Balok Anak Atap .....	72
Gambar 4. 10 Balok Anak Lantai yang Direncanakan .....	74
Gambar 4. 11 Pembebanan pada Balok Anak Lantai.....	75
Gambar 4. 12 Gaya Momen Balok Anak Atap .....	76
Gambar 4. 13 Gaya Geser Balok Anak Atap .....	76
Gambar 4. 14 Balok Anak yang Direncanakan .....	78

Gambar 4. 15 Gambar Permodelan Balok Anak pada SAP2000	79
Gambar 4. 16 Hasil Gaya Dalam Balok Anak .....	80
Gambar 4. 17 Spesifikasi Lift.....	84
Gambar 4. 18 Potongan Lift.....	84
Gambar 4. 19 Pembebanan Balok Penggantung <i>Lift</i> .....	85
Gambar 4. 20 Sketsa Denah Tangga .....	89
Gambar 4. 21 Sketsa Potongan Tangga.....	89
Gambar 4. 22 Pelat Anak Tangga .....	89
Gambar 4. 23 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata .....	90
Gambar 4. 24 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat.....	90
Gambar 4. 25 Pembebanan Pengaku Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata .....	92
Gambar 4. 26 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat.....	92
Gambar 4. 27 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes.....	94
Gambar 4. 28 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terbagi Merata .....	95
Gambar 4. 29 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terpusat.....	95
Gambar 4. 30 Balok Bordes Tangga .....	97
Gambar 4. 31 Pembebanan Pada Balok Bordes .....	98
Gambar 4. 32 Pembebanan pada balok utama tangga.....	101
Gambar 4. 33 Bidang Momen Balok Tangga Utama .....	103
Gambar 4. 34 Bidang Geser Balok Tangga Utama .....	104
Gambar 4. 35 Bidang Normal Balok Tangga Utama .....	104
Gambar 4. 36 Hasil Analisis Lendutan Balok Utama Tangga ..	106
Gambar 4. 37 Pembebanan Balok Penumpu Tangga .....	107
Gambar 4. 38 Denah Tangga.....	109
Gambar 4. 39 Potongan Tangga .....	109
Gambar 4. 40 Struktur 3D Gedung Marigold Nafapark BSD ...	110
Gambar 4. 41 Grafik Spektral Percepatan Gempa Surabaya.....	115
Gambar 4. 42 Deformasi Lateral Arah X .....	127
Gambar 4. 43 Drift Arah X .....	127

Gambar 4. 44 Deformasi Lateral Arah Y .....	128
Gambar 4. 45 Drift Arah Y .....	128
Gambar 4. 46 Profil Rectangular Steel Tube daerah Arsir .....	129
Gambar 4. 47 Grafik <i>Pushover Capacity Curve</i> .....	132
Gambar 4. 48 Kurva Spektrum Kapasitas S-EBF .....	133
Gambar 4. 49 Kurva Spektrum Kapasitas I-EBF .....	134
Gambar 4. 50 Kurva Spektrum Kapasitas L-EBF .....	134
Gambar 4. 51 Elemen Link .....	136
Gambar 4. 52 Link Memanjang yang Ditinjau.....	136
Gambar 4. 53 Gaya Dalam Link Arah Memanjang .....	137
Gambar 4. 54 Jarak Pengaku Link Memanjang .....	139
Gambar 4. 55 Gaya Dalam Link Arah Melintang .....	140
Gambar 4. 56 Jarak Pengaku Link Melintang .....	143
Gambar 4. 57 Elemen Balok diluar Link.....	143
Gambar 4. 58 Balok Luar Link Melintang yang ditinjau .....	144
Gambar 4. 59 Gaya dalam Balok Luar Link Melintang .....	144
Gambar 4. 60 Balok Luar Link Memanjang yang ditinjau .....	146
Gambar 4. 61 Gaya Dalam Balok Luar Link .....	147
Gambar 4. 62 Elemen Bresing .....	149
Gambar 4. 63 Balok Induk Memanjang yang ditinjau .....	153
Gambar 4. 64 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Sebelum Komposit .....	154
Gambar 4. 65 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Setelah Komposit .....	157
Gambar 4. 66 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif .....	158
Gambar 4. 67 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif .....	160
Gambar 4. 68 Shear Connector Balok Memanjang .....	161
Gambar 4. 69 Balok Induk Melintang yang ditinjau .....	162
Gambar 4. 70 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Sebelum Komposit .....	162
Gambar 4. 71 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Setelah Komposit .....	165

Gambar 4. 72 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif .....	167
Gambar 4. 73 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif .....	169
Gambar 4. 74 Shear Connector Balok Melintang .....	170
Gambar 4. 75 Gaya Dalam Balok Induk Beton.....	171
Gambar 4. 76 Kolom yang Ditinjau .....	178
Gambar 4. 77 Pipa tremie dan concrete bucket .....	183
Gambar 4. 78 Concrete Vibrator yang dipasang (a) dalam kolom (b) pada bekesting .....	183
Gambar 4. 79 Tahap Awal Pengecoran Beton .....	184
Gambar 4. 80 Pemadatan Beton Menggunakan Concrete Vibrator .....	184
Gambar 4. 81 Tahap Selanjutnya Pengecoran beton.....	184
Gambar 4. 82 Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk .....	185
Gambar 4. 83 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk.....	187
Gambar 4. 84 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk .....	188
Gambar 4. 85 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk.....	190
Gambar 4. 86 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga.....	191
Gambar 4. 87 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom .....	191
Gambar 4. 88 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom .....	193
Gambar 4. 89 Sambungan Bresing dengan Balok Link .....	194
Gambar 4. 90 Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom ..	195
Gambar 4. 91 Detail Pelat Siku Sambungan Sayap Balok .....	196
Gambar 4. 92 Detail Pelat Siku Sambungan dengan Pelat Buhul .....	198
Gambar 4. 93 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok .....	200

Gambar 4. 94 Tampak Atas Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	203
Gambar 4. 95 Tampak Samping Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	203
Gambar 4. 96 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok Induk .....	205
Gambar 4. 97 Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balok .....	208
Gambar 4. 98 Sambungan Antar Kolom Tampak Samping .....	209
Gambar 4. 99 Sambungan Antar Kolom Tampak Atas.....	209
Gambar 4. 100 Tampak Samping <i>Base Plate</i> .....	211
Gambar 4. 101 Tampak Atas <i>Base Plate</i> .....	211
Gambar 4. 102 Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate .....	214
Gambar 4. 103 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate .....	215
Gambar 4. 104 Denah Dinding Penahan Tanah .....	218
Gambar 4. 105 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah .....	218
Gambar 4. 106 Sketsa Beban Dinding Penahan Tanah .....	220
Gambar 4. 107 Shearkey .....	221
Gambar 4. 108 Dinding Geser yang Ditinjau.....	230
Gambar 4. 109 Penulangan dinding Geser .....	233
Gambar 4. 110 Denah Pondasi .....	234
Gambar 4. 111 Grafik Antara Daya dukung Tanah dengan Kedalaman.....	239
Gambar 4. 112 Pondasi Tiang Pancang Tipe 1 .....	240
Gambar 4. 113 Pondasi Tiang Pancang Tipe 2 .....	241
Gambar 4. 114 Diagram Gaya Lateral Tiang .....	245
Gambar 4. 115 Area Kritis Geser Akibat Kolom .....	248
Gambar 4. 116 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang .....	249
Gambar 4. 117 Pembebanan Poer Tipe I (Arah Sumbu X) .....	251
Gambar 4. 118 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 1 Sumbu X.	252
Gambar 4. 119 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 2 Sumbu Y.	252
Gambar 4. 120 Pembebanan Poer Tipe I (Arah Sumbu Y) .....	253
Gambar 4. 121 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 1 Sumbu Y.	254
Gambar 4. 122 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 2 Sumbu Y.	254

Gambar 4. 123 Pembebanan Poer Kolom Tipe II (Arah Sumbu X)	255
Gambar 4. 124 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 1 Sumbu X.	256
Gambar 4. 125 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 2 Sumbu X.	256
Gambar 4. 126 Pembebanan Poer Kolom Tipe II (Arah Sumbu Y)	257
Gambar 4. 127 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 1 Sumbu Y.	258
Gambar 4. 128 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 2 Sumbu Y.	258
Gambar 4. 129 Diagram Interaksi Kolom 95/95 cm	260
Gambar 4. 130 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn	261
Gambar 4. 131 Penulangan Kolom	264
Gambar 4. 132 Diagram Interaksi Sloof	266
Gambar 4. 133 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn	266
Gambar 4. 134 Penulangan Sloof	268

# BAB 1

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Tingginya perkembangan jumlah penduduk di Indonesia memberikan dampak terhadap meningkatnya kebutuhan hunian akan tempat tinggal. Naiknya kebutuhan hunian tidak dibarengi dengan keterbatasan lahan yang ada. Hal itu akan memunculkan konsep rumah vertikal untuk mengefisiensikan lahan yang tersedia. Akibat adanya konsep tersebut, kebutuhan akan gedung bertingkat semakin meningkat di negara Indonesia. Pada umumnya, pembangunan gedung bertingkat di Indonesia menggunakan struktur beton bertulang. Kondisi wilayah Indonesia yang berada pada daerah *ring off fire* memiliki ancaman gempa bumi yang cukup tinggi, sehingga dibutuhkan sistem struktur yang kuat pada gedung bertingkat untuk menahan gaya gempa. Penggunaan sistem struktur baja beton komposit dapat dijadikan sebagai salah satu alternatif untuk perencanaan gedung bertingkat penahan gempa.

Dalam perencanaan konstruksi bangunan tahan gempa, material dan sistem struktur merupakan hal utama yang perlu diperhatikan. Penggunaan material baja komposit pada struktur bangunan dapat menjadi solusi dalam perencanaan konstruksi bangunan tahan gempa dikarenakan material baja memiliki beberapa keunggulan dibandingkan material lain seperti memiliki sifat daktilitas dan kekuatan yang tinggi. Adanya interaksi antara komponen struktur baja dan beton dengan karakteristik dasar bahan yang dioptimalkan membuat penggunaan baja komposit akan memanfaatkan seluruh penampang untuk menerima beban sehingga dengan penampang yang lebih kecil, beban yang mampu diterima sama dengan beton bertulang biasa. Salah satu sistem pada bangunan baja yang dirancang untuk menahan gempa adalah menggunakan sistem struktur rangka *bresing* eksentrik atau yang biasa disebut dengan *eccentrically braced frame* (EBF).

EBF merupakan konsep desain gabungan antara konsep daktilitas dan disipasi energi yang baik dari desain MRF (*moment*

*resisting frame*) dengan karakteristik kelakuan elastik yang tinggi dari desain CBF (*concentrically braced frame*). EBF biasa disebut sebagai system *hybrid* antara system rangka pemikul momen dan CBF karena EBF mampu memikul kombinasi antara beban rangka dan truss. EBF memiliki daktilitas yang tinggi seperti halnya pada sistem rangka pemikul momen, tetapi juga memiliki kekakuan yang tinggi seperti CBF. EBF diharapkan menahan deformasi inelastis yang signifikan pada *link* saat struktur mengalami gaya gempa. Konsep desain EBF adalah *link* ditetapkan sebagai bagian yang akan rusak sedangkan elemen lain tetap berada dalam kondisi elastik. Kelelahan yang terjadi pada elemen *link* dapat berupa kelelahan geser atau kelelahan lentur.

Dalam tugas akhir ini, dilakukan modifikasi perencanaan gedung Marigold Nafa Park Condomunium BSD menggunakan struktur baja beton komposit dengan sistem EBF yang terletak di kota Surabaya. Marigold Nafa Park Condomunium BSD merupakan gedung dengan struktur utama beton bertulang yang terdiri dari 7 tower dengan ketinggian antara 14-16 lantai dengan *basement* 2 lantai. Pada modifikasi perencanaan ini, gedung tersebut akan dibangun 1 tower yang memiliki ketinggian 15 lantai beserta *basement* 1 lantai menggunakan struktur komposit baja beton dengan sistem EBF berkonfigurasi *rangka inverted V-braced*.

## **1.2 Rumusan Masalah**

### **1.2.1 Permasalahan Utama**

Bagaimana merencanakan gedung struktur Marigold Nafa Park Condomunium BSD menggunakan struktur komposit dengan sistem EBF sebagai alternatif penahan gempa pada bangunan tinggi?

### **1.2.2 Rincian Permasalahan**

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* penampang elemen struktur Marigold Nafa Park Condomunium BSD?
2. Bagaimana menghitung pembebanan yang terjadi?



3. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat, balok anak, tangga dan balok penggantung lift?
4. Bagaimana memodelkan dan menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu?
5. Bagaimana merencanakan *bresing* eksentris dan *link*?
6. Bagaimana perilaku dari *Link* (*Short Link*, *Intermediate Link* dan *Long Link*)?
7. Bagaimana merencanakan struktur primer yang meliputi balok induk dan kolom?
8. Bagaimana merencanakan sambungan pada struktur?
9. Bagaimana merencanakan *basement* dan pondasi yang sesuai dengan keadaan tanahnya?
10. Bagaimana mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik?

### 1.3 Tujuan

#### 1.3.1 Umum

Tujuan Utama dari tugas akhir ini adalah merencanakan gedung Marigold Nafa Park Condominium BSD menggunakan struktur baja beton komposit dengan sistem EBF.

#### 1.3.2 Khusus

1. Menentukan *preliminary design* penampang elemen struktur Marigold Nafa Park Condominium BSD.
2. Menghitung pembebanan yang terjadi.
3. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat, balok anak, tangga dan balok penggantung lift.
4. Memodelkan dan menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu.
5. Merencanakan *bresing* eksentris dan *link*.
6. Mengetahui perilaku dari *Link* (*Short Link*, *Intermediate Link* dan *Long Link*)
7. Merencanakan struktur primer yang meliputi balok induk dan kolom.
8. Merencanakan sambungan pada struktur.

9. Merencanakan *basement* dan pondasi yang sesuai dengan keadaan tanahnya.
10. Mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik.

#### **1.4 Batasan Masalah**

Batasan masalah pada tugas akhir ini, antara lain:

1. Perencanaan tidak menghitung analisa biaya dan waktu serta tidak membahas metode pelaksanaan konstruksi.
2. Tidak mempertimbangan sistem sanitasi, *mechanical plumbing*, utilitas bangunan, dan *finishing*.
3. Tidak meninjau dari segi arsitektur.

#### **1.5 Manfaat**

Manfaat yang diperoleh dari modifikasi ini, antara lain :

1. Menambah wawasan dan dapat mengaplikasikan teori yang didapat selama kuliah.
2. Sebagai bahan pertimbangan untuk perencanaan struktur baja komposit dengan sistem rangka *bresing* eksentris.
3. Memberi alternatif sistem struktur yang tahan gempa.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Struktur baja komposit dalam aplikasinya berperan sebagai elemen dari bangunan, baik sebagai kolom, balok dan pelat. Struktur balok komposit terdiri dari dua tipe, yaitu balok komposit dengan penghubung geser dan balok komposit terselubung beton. Kolom komposit dapat berupa pipa baja yang dicor beton atau baja profil yang terselimuti beton dengan tulangan longitudinal dan diikat dengan tulangan lateral. Pada struktur pelat komposit digunakan pelat beton yang bagian bawahnya diperkuat dek baja bergelombang. (Widiarsa & Deskata, 2007).

EBF merupakan konsep desain gabungan antara konsep daktilitas dan disipasi energi yang baik dari desain MRF dengan karakteristik kelakuan elastik yang tinggi dari desain CBF. EBF biasa disebut sebagai sistem *hybrid* antara sistem rangka pemikul momen dan CBF karena EBF mampu memikul kombinasi antara beban rangka dan truss.

#### **2.2 Struktur Komposit**

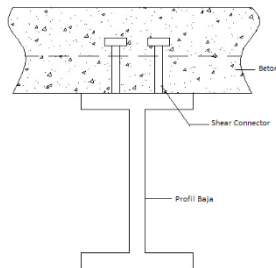
Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua material atau lebih dengan sifat bahan yang berbeda dan membentuk satu kesatuan sehingga menghasilkan sifat gabungan yang lebih baik. Perencanaan komposit terdiri dari profil baja dan beton yang digabung dan bekerja sama, sehingga menghasilkan desain profil/elemen yang lebih ekonomis untuk memikul beban tekan atau lentur. Batang pemikul lentur disebut dengan balok komposit, sedangkan batang pemikul tekan disebut dengan kolom komposit.

##### **2.2.1 Balok Komposit**

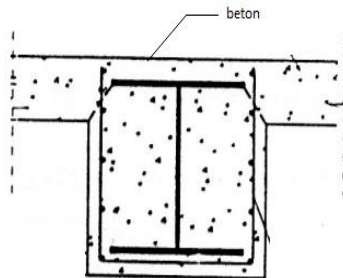
Balok adalah elemen struktur yang memikul beban yang bekerja tegak lurus dengan sumbu longitudinalnya. Hal ini akan menyebabkan balok melentur (Spiegel dan Limbrunner, 1998).

Balok komposit adalah sebuah balok yang kekuatannya bergantung pada interaksi mekanis di antara dua atau lebih bahan. Pada dasarnya aksi komposit pada balok komposit dapat tercapai atau tidaknya tergantung dari penghubung gesernya. Biasanya penghubung geser diletakan di sayap atas profil baja. Hal ini bertujuan untuk mengurangi terjadinya slip pada pelat beton dengan balok baja.

- Tipe-Tipe Balok Komposit antara lain:
  - a) Balok Komposit dengan penghubung geser (Gambar 2.1)
  - b) Balok baja yang diberi selubung beton (Gambar 2.2)



Gambar 2. 1 Balok Komposit dengan Penghubung Geser  
(Sumber : Isdarmanu, Marwan,2006)

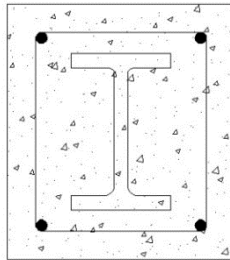


Gambar 2. 2 Balok Baja yang Diberi Selubung Beton  
(Sumber : Isdarmanu, Marwan,2006)

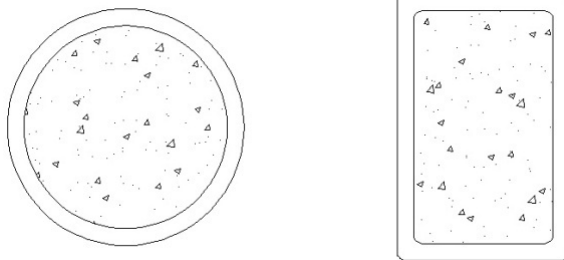
### 2.2.2 Kolom Komposit

Kolom komposit dibuat dari baja profil yang terbungkus beton seluruhnya, atau dengan mengisi pipa baja dengan beton. Kolom komposit akan dapat menahan beban yang lebih besar dibandingkan dengan kolom beton bertulang biasa dengan ukuran yang sama.

- Tipe-Tipe Kolom Komposit antara lain:
  - a) Kolom baja berselubung beton (Gambar 2.3)
  - b) Kolom baja berintikan beton (Gambar 2.4)



Gambar 2. 3 Profil Baja Berselubung Beton  
(Sumber : Isdarmanu, Marwan,2006)



Gambar 2. 4 Profil Baja Berintikan Beton  
(Sumber : Isdarmanu, Marwan,2006)

### 2.3 Struktur Baja Tahan Gempa

Terdapat tiga jenis struktur baja tahan gempa yang terdiri dari MRF, *Steel Plate Shear Wall* (SPSW), dan *Braced Frame* (BF). Masing-masing jenis struktur tersebut memiliki karakteristik yang

berbeda-beda. MRF mengutamakan terjadinya sendi plastis pada balok. BF memiliki diagonal *brace* yang berfungsi menahan gaya lateral. BF terbagi menjadi dua, yaitu CBF dan EBF. SPSW memiliki pelat baja yang menghubungkan balok dan kolom di sekitarnya.

### 2.3.1 MRF

Sistem rangka pemikul momen mempunyai kemampuan menyerap energi yang baik, tetapi memerlukan adanya simpangan antar lantai yang cukup besar supaya timbul sendi- sendi plastis pada balok yang akan berfungsi untuk menyerap energi gempa. Pada sistem MRF, sambungan antara balok ke kolom harus didesain cukup kuat untuk memperkuat kekuatan balok dan mengurangi resiko brittle pada sambungan balok kolom. Dengan rentang balok yang cukup lebar (tanpa pengaku), sistem MRF dapat memberikan deformasi yang cukup besar dibandingkan dengan jenis portal baja tahan gempa lainnya.

Berdasarkan daktilitasnya, MRF terbagi dalam 2 kategori, yaitu sistem rangka batang pemikul momen khusus (SRPMK) dan sistem rangka batang pemikul momen biasa (SRPMB). SRPMK adalah suatu struktur rangka batang pemikul momen yang dipasang secara horizontal. SRPMK didesain memiliki daktilitas yang tinggi dan pada sistem ini ada suatu segmen khusus yang terdiri dari beberapa panel dengan batang-batangnya direncanakan mengalami deformasi inelastik yang cukup besar pada segmen khusus saat memikul gaya-gaya akibat beban gempa rencana. Deformasi inelastik akan meningkatkan damping dan mengurangi kekakuan (*stiffness*) dari struktur. SRPMB dapat mengalami deformasi inelastis yang terbatas pada komponen struktur dan sambungan-sambungannya akibat gaya gempa rencana. Pada SRPMB kekakuan lebih besar dibandingkan SRBPMK sehingga daktilitasnya lebih kecil.

### 2.3.2 CBF

Tidak seperti MRF, CBF adalah sistem penahan gaya lateral dengan karakteristik kekakuan elastik yang tinggi. Kekakuan yang tinggi diperoleh dari diagonal *brace* yang menahan gaya lateral pada struktur frame yang meningkatkan aksi gaya dalam aksial dan aksi lentur yang kecil. Sistem struktur CBF memiliki kekakuan yang lebih tinggi dibandingkan dengan struktur MRF karena adanya elemen *bresing* pada struktur. Namun demikian, kekakuan yang besar pada CBF mengakibatkan deformasi yang terjadi pada struktur lebih terbatas sehingga daktilitas struktur CBF lebih rendah jika dibandingkan dengan sistem struktur MRF.

Kategori struktur pada sistem struktur CBF dibagi menjadi dua, yaitu sistem rangka *bresing* konsentrik biasa (SRBKB) dan sistem rangka *bresing* konsentrik khusus (SRBKK). SRBKB dapat mengalami deformasi inelastis secara terbatas apabila dibebani oleh gaya-gaya yang berasal dari gempa rencana. SRBKK dapat berdeformasi inelastik cukup besar yang diakibatkan gaya gempa rencana. Sistem SRBKK memiliki daktilitas yang lebih tinggi jika dibandingkan dengan SRBKB, hal ini dikarenakan deformasi pada SRBKK lebih besar dari deformasi pada SRBKB dan penurunan kekuatan pada SRBKK lebih kecil pada saat terjadi tekuk pada *bresing*.

### 2.3.3 SPSW

Dinding geser plat baja (SPSW) adalah sebuah sistem penahan beban lateral yang terdiri dari plat baja vertikal padat yang menghubungkan balok dan kolom di sekitarnya yang terpasang sepanjang ketinggian struktur sehingga membentuk sebuah dinding penopang (Berman dan Bruneau, 2003). Dinding geser plat baja yang dikenakan beban inelastis siklik menunjukkan kekakuan, daktilitas yang tinggi, dan mampu mendisipasi energi dalam jumlah besar.

Secara umum, dinding geser plat baja terdiri dari dinding plat baja yang dikelilingi oleh kolom yang disebut *vertical*

*boundary elements* (VBE), dan balok yang disebut *horizontal boundary elements* (HBE). Batang vertikal/kolom berfungsi sebagai *flens*, dinding geser berfungsi sebagai *web* dan batang horizontal/balok berfungsi sebagai pengaku/*stiffner*.

### 2.3.4 EBF

#### 2.3.4.1 Pengertian

EBF merupakan suatu sistem struktur yang terdiri atas balok, kolom, dan pengaku dimana pengaku tersebut tidak terhubung ke perpotongan balok dan kolom melainkan terhubung ke balok dengan jarak “e” ke titik perpotongan balok dan kolom. Segmen balok pendek atau *link* ini memiliki daktilitas yang tinggi yang memastikan struktur memiliki perilaku inelastis serta penyerapan energi yang bagus (Popov dan Roeder, 1978). Kinerja dari balok *link* tersebut akan lebih maksimal jika elemen-elemen di luar dari balok *link* tersebut direncanakan lebih kuat.

#### 2.3.4.2 Perilaku *Link*

##### 1. Gaya Dalam Pada *Link*

*Link beam* merupakan elemen balok pendek yang direncanakan mengalami kelelahan lebih awal pada saat bekerjanya beban lateral pada struktur. Pada bagian *link* ini bekerja gaya geser (*shear*) pada kedua ujung *link* dengan besar yang sama dan arah yang berlawanan. Gaya geser yang bekerja tersebut mengakibatkan momen pada kedua ujung *link* dengan besar dan arah yang sama, sehingga didapatkan persamaan  $V_e = 2M$ . Pada kasus ini *link* diasumsikan hanya dalam keadaan plastis biasa, tidak pada saat strain hardening dan tidak ada interaksi antara momen dan geser. Dalam keadaan tersebut, maka dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$e = \frac{2Mp}{V_p} \quad (2.1)$$

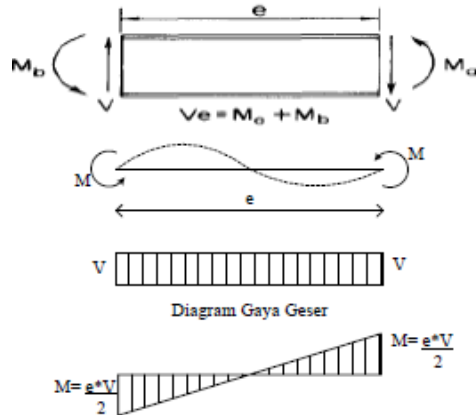
Dimana:

e = Panjang *link*



$M_p$  = Momen plastis ( $Z_x \cdot f_y$ )

$V_p$  = Geser plastis ( $0,6 \cdot f_y \cdot d \cdot t_w$ )



Gambar 2. 5 Gaya Yang Bekerja Pada Link  
(Sumber: Engelhardt dan Popov, 1988)

## 2. Mekanisme Keruntuhan Pada Link

Semakin pendek *link*, maka semakin besar pengaruh gaya geser terhadap perilaku inelastik. Kelelahan geser terjadi seragam sepanjang *link*. Untuk *link* yang sangat pendek gaya geser *link* mencapai kapasitas geser plastis  $V_p = 0.6 f_y d t_w$ , sebelum momen ujung mencapai momen plastis  $M_p = Z_x f_y$ , dan *link* leleh akibat geser membentuk sebuah sendi geser. *Link* geser mempunyai sifat sangat daktil dengan kapasitas inelastik yang melebihi kapasitas geser badan, sehingga kegagalan buckling terjadi pada *web* (Yurisman, 2010).

Untuk *link* yang lebih panjang, momen ujung mencapai  $M_p$  membentuk sendi-sendi lentur sebelum terjadinya kelelahan geser. Mekanisme keruntuhan yang terjadi pada *link* panjang disebabkan karena deformasi lentur yang menyebabkan terjadinya kegagalan yang merupakan kombinasi dari terjadinya buckling pada sayap (*flens*), *compression buckling* pada badan (*web*) dan/atau lateral *torsional buckling*. Sebagai tambahan, akibat regangan yang sangat besar pada kedua ujung *link* maka besar kemungkinan terjadinya

fracture pada sambungan las ujung pada saat terjadi mode keruntuhan batas (Budiono, 2010).

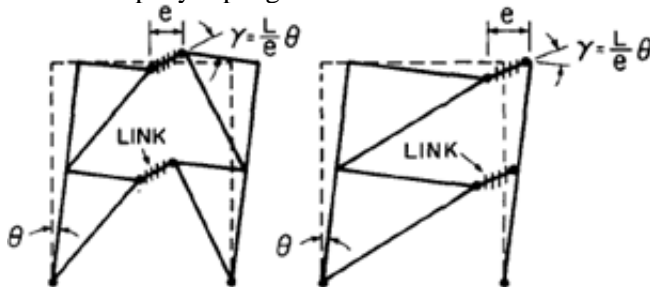
### 3. Mekanisme Energi Disipasi Pada *Link*

Menurut Engelhardt (2007) Pada desainn struktur penahan gempa dengan EBF perlu diperhitungkan besar rotasi plastis yang akan dialami oleh *link*. Pada tahap ini lebih mudah menggunakan mekanisme disipasi energi (juga disebut mekanisme kehancuran). Gambar 2.3 menunjukkan mekanisme kehancuran dari EBF. Pada setiap kasus  $\theta$  merupakan besar penyimpangan yang terjadi pada rangka, besar penyimpangan pada sendi plastis terhadap balok juga disimbolkan  $\theta$ . Untuk EBF besar dari kebutuhan rotasi *link* ( $\gamma$ ) harus lebih besar dari  $\theta$ , dengan perumusan:

$$\gamma = \frac{L}{e} \theta \quad (2.2)$$

Dimana:

- $\gamma$  = Rotasi *link*
- $L$  = Panjang balok
- $e$  = Panjang *link*
- $\theta$  = Besar penyimpangan struktur



Gambar 2. 6 Mekanisme Energi Disipasi  
(Sumber: Engelhardt dan Popov, 1988)

### 4. Jenis-Jenis *Link*

Berdasarkan ukuran panjang *link* ( $e$ ), dikenal klasifikasi jenis *link* sebagai berikut:

Tabel 2. 1 Klasifikasi *Link*

Jenis <i>Link</i>	Syarat <i>Link</i>	Rotasi	Jarak Pengaku Maksimum	Keterangan
Geser murni	$e \leq \frac{1,6M_p}{V_p}$	0,08	30.tw – d/5	Leleh pada <i>link</i> didominasi oleh geser penuh
Dominan geser	$\frac{1,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2,6M_p}{V_p}$	*Interpolasi Linier	1 dan 3 dipenuhi	Leleh pada <i>link</i> didominasi oleh geser
Dominan lentur	$\frac{2,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{5M_p}{V_p}$	0,02	1,5 bf dari tiap ujung <i>link</i>	Leleh pada <i>link</i> didominasi oleh lentur
Lentur murni	$e \geq \frac{5M_p}{V_p}$		Tidak Memerlukan	Leleh pada <i>link</i> disebabkan oleh lentur

## 2.4 Pondasi

Pondasi adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan suatu bagian dari konstruksi yang berfungsi menahan gaya beban di atasnya. Pondasi dibuat menjadi satu kesatuan dasar bangunan yang kuat yang terdapat dibawah konstruksi. Pondasi dapat didefinisikan sebagai bagian paling bawah dari suatu konstruksi yang kuat dan stabil (solid). Dalam perencanaan pondasi untuk suatu struktur dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan pondasi berdasarkan fungsi bangunan atas (*upper structure*) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut, besarnya beban dan beratnya bangunan atas, keadaan tanah dimana bangunan tersebut didirikan dan berdasarkan tinjauan dari segi ekonomi.

Semua konstruksi yang direncanakan, keberadaan pondasi sangat penting mengingat pondasi merupakan bagian terbawah dari bangunan yang berfungsi mendukung bangunan serta seluruh beban bangunan tersebut dan meneruskan beban bangunan itu, baik beban mati, beban hidup dan beban gempa ke tanah atau batuan yang berada dibawahnya. Bentuk pondasi tergantung dari macam bangunan yang akan dibangun dan keadaan tanah tempat pondasi tersebut akan diletakkan, biasanya pondasi diletakkan pada tanah yang keras.

Pondasi bangunan biasanya dibedakan atas dua bagian yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam

(*deep foundation*), tergantung dari letak tanah kerasnya dan perbandingan kedalaman dengan lebar pondasi. Pondasi dangkal kedalamannya kurang atau sama dengan lebar pondasi ( $D \leq B$ ) dan dapat digunakan jika lapisan tanah kerasnya terletak dekat dengan permukaan tanah. Sedangkan pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras berada jauh dari permukaan tanah.

Pondasi dapat digolongkan berdasarkan kemungkinan besar beban yang harus dipikul oleh pondasi :

### **1. Pondasi Dangkal**

Pondasi dangkal disebut juga pondasi langsung, pondasi ini digunakan apabila lapisan tanah pada dasar pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak tidak dalam (berada relatif dekat dengan permukaan tanah). Beberapa contoh pondasi dangkal adalah sebagai berikut:

#### **a) Pondasi Memanjang**

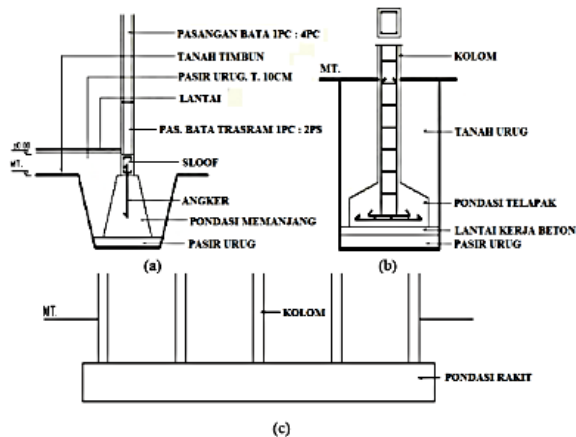
Pondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan terhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.7a).

#### **b) Pondasi Telapak**

Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah. (Gambar 2.7b).

#### **c) Pondasi Rakit**

Pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga bila menggunakan pondasi telapak, sisi- sisinya berhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.7c).



Gambar 2. 7 Jenis Pondasi Dangkal  
(Sostrodarsono, Nakazawa.1984)

## 2. Pondasi Dalam

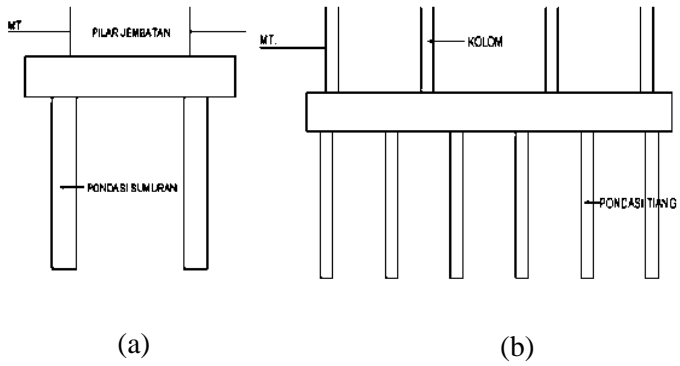
Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, seperti:

### a) Pondasi Sumuran (*Pier Foundation*)

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman ( $D_f$ ) dibagi lebar ( $B$ ) lebih kecil atau sama dengan 4, sedangkan pondasi dangkal  $D_f/B \leq 1$ . (Gambar 2.7a).

### b) Pondasi Tiang (*Pile Foundation*)

Pondasi tiang digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah kerasnya terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Pondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang dibanding dengan pondasi sumuran. (Gambar 2.7b).



Gambar 2. 8 Jenis Pondasi Dalam  
(Sostrodarsono, Nakazawa.1984)

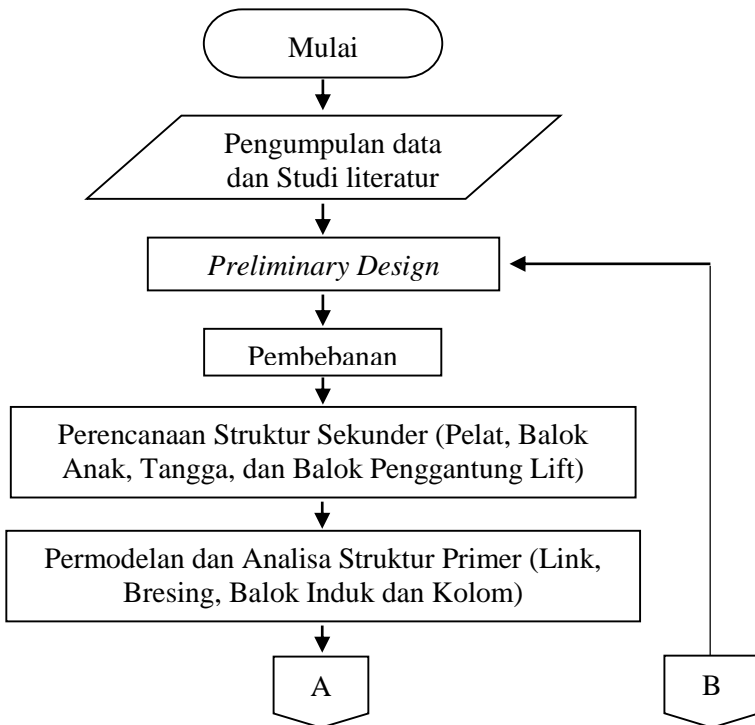
## BAB III METODOLOGI

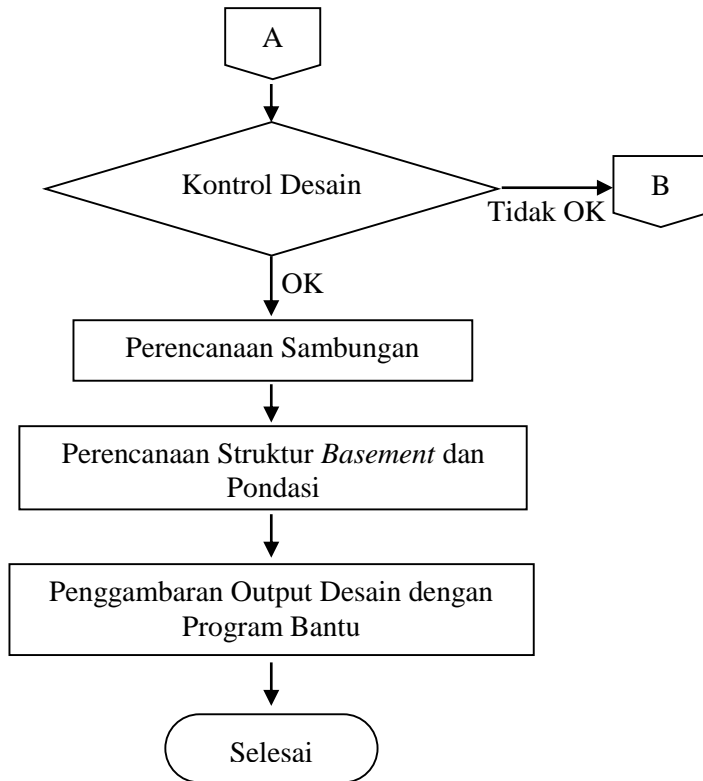
### 3.1 Umum

Perencanaan gedung Marigold Nafa Park Condominium BSD menggunakan Sistem Rangka Bresing Eksentrik (SRBE) tentunya memiliki susunan langkah-langkah pengerjaan sesuai dengan urutan kegiatan yang akan dilakukan. Urutan-urutan pelaksanaan dimulai dari pengumpulan data dan studi literatur sampai penyajian analisa struktur dan gambar teknik.

### 3.2 Bagan Alir Perencanaan

Langkah yang dilakukan untuk mengerjakan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:





Gambar 3. 1 Bagan Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

### 3.3 Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

Rincian penjelasan mengenai metodologi penyelesaian dari bagan alir di atas dapat dijelaskan sebagai berikut:

#### 93.3.1 Pengumpulan Data

Mempelajari gambar yang berkaitan dengan perencanaan sebagai bahan pertimbangan dalam melakukan modifikasi perencanaan. Berikut adalah data perencanaan yang digunakan:

- Nama Gedung : Marigold Nafa Park Condominium



- Lokasi : BSD, Tangerang
- Fungsi : Apartemen atau tempat tinggal
- Jumlah Lantai : 14 -16 Lantai dan 2 *Basement* (6 Tower)
- Tinggi Gedung : 58,625 meter
- Struktur Utama : Beton Bertulang
- Sistem Struktur : Sistem Ganda

Adapun Tugas Akhir ini akan dimodifikasi perencanaannya menggunakan material baja dengan data-data sebagai berikut :

- Nama Gedung : Marigold Nafa Park Condominium
- Lokasi : Surabaya
- Fungsi : Apartemen atau tempat tinggal
- Jumlah Lantai : 16 Lantai dan 1 *Basement* (1 Tower)
- Tinggi Gedung : 62 meter
- Struktur Utama : Balok Baja dengan dek dan kolom *Concrete Filled Steel Tube*
- Sistem Struktur : Sistem Rangka Bresing Eksentrik berkonfigurasi *inverted V- braced*

### 93.3.2 Studi Literatur

Dalam menunjang pengerjaan tugas akhir ini, maka dilakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan perencanaan bangunan struktur baja komposit dengan menggunakan sistem rangka dengan *bresing* eksentris.

### 93.3.3 Preliminary Design

Merencanakan perkiraan dimensi awal dari elemen-elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur, dan merencanakan profil yang akan digunakan.

#### 93.3.3.1 Perencanaan Struktur Sekunder

Melakukan perkiraan dimensi awal, penentuan mutu dan dimensi material pada elemen struktur sekunder yang meliputi:

- Pelat lantai
- Balok anak
- Tangga

- Balok penggantung *lift*

### **93.3.3.2 Perencanaan Struktur Primer**

Melakukan perkiraan dimensi awal, penentuan mutu dan dimensi material pada elemen struktur primer yang meliputi:

- Perencanaan panjang *link*
- Dimensi balok di luar *link*
- Dimensi *bresing*
- Dimensi balok induk
- Dimensi kolom

### **93.3.4 Perhitungan Beban Struktur**

Melakukan perhitungan beban struktur sebagai berikut:

#### **93.3.4.1 Beban Mati**

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.1.1 yang dimaksud beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Serta berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.1.2, dalam menentukan beban mati untuk perancangan harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang. Untuk detail pembebanan beban mati akan digunakan peraturan PPIUG 1983.

#### **93.3.4.2 Beban Hidup**

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 4.1 yang dimaksud beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Serta berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 4.3.1, beban hidup yang

digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lain harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, akan tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam Tabel 4-1.

### 93.3.4.3Beban Angin

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 27.4.1, tekanan angin desain untuk SPBAU (Sistem Penahan Beban Angin Utama) bangunan gedung dari semua ketinggian harus ditentukan persamaan berikut:

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \left( \frac{lb}{ft^2} \right) \left( \frac{N}{m^2} \right) \quad (3.1)$$

Dimana:

- qz = qz untuk dinding disisi angin datang yang diukur pada ketinggian z di atas permukaan tanah.
- qh = qh untuk dinding disisi angin pergi, dinding samping, dan atap diukur pada ketinggian h.
- qi = qi untuk dinding disisi angin datang, dinding samping, dinding disisi angin pergi, dan atap bangunan gedung tertutup untuk mengevaluasi tekanan internal negatif pada bangunan gedung tertutup sebagian.
- qi = qz untuk mengevaluasi tekanan internal positif pada bangunan gedung tertutup sebagian bila tinggi z ditentukan sebagai level dari bukaan tertinggi pada bangunan gedung yang dapat mempengaruhi tekanan internal positif. Untuk bangunan gedung yang terletak di wilayah berpartikel terbawa angin, kaca yang tidak tahan impak, harus diperlakukan sebagai bukaan sesuai dengan SNI 1727:2013 Pasal 26.10.3. Untuk menghitung tekanan internal positif, qi, secara konservatif boleh dihitung pada ketinggian h (qi=qh).
- G = faktor efek-tiupan angin, lihat SNI 1727:2013 Pasal 26.9.

- $C_p$  = koefisien tekanan eksternal dari SNI 1727:2013 Gambar 27.4-1, 27.4-2, 27.43.
- $(GC_{pi})$  = koefisien tekanan eksternal dari SNI 1727:2013 Gambar 27.4-1, 27.4-2, 27.43.

$q$  dan  $q_i$  harus dihitung dengan menggunakan eksposur yang ditetapkan dalam SNI 1727:2013 Pasal 26.7.3. Tekanan harus ditetapkan secara bersamaan pada dinding disisi angin datang dan disisi angin pergi pada permukaan atap seperti ditetapkan dalam SNI 1727:2013 Gambar 27.4-1, 27.4-2, dan 27.4-3.

#### 93.3.4.4Beban Gempa

Beban gempa rencana ditetapkan berdasarkan respons spektrum pada SNI 1726:2012 dimana langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

#### 1. Menentukan kategori risiko struktur bangunan (SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2)

Tabel 3. 1 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemakaian	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk, antara lain: -Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan -Fasilitas sementara -Gudang penyimpanan -Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Perumahan	II

Jenis Pemafaatan	Kategori Resiko
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ Rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ Mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Bioskop</li> <li>-Gedung pertemuan</li> <li>-Stadion</li> <li>-Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>-Fasilitas penitipan anak</li> <li>-Penjara</li> <li>-Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>-Fasilitas penanganan air</li> <li>-Fasilitas penanganan limbah</li> <li>-Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan</p>	III

Jenis Pemafaatan	Kategori Resiko
bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas public lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran ) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

## 2. Menentukan faktor keutamaan gempa (SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2)

Tabel 3. 2 Faktor keutamaan gempa

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

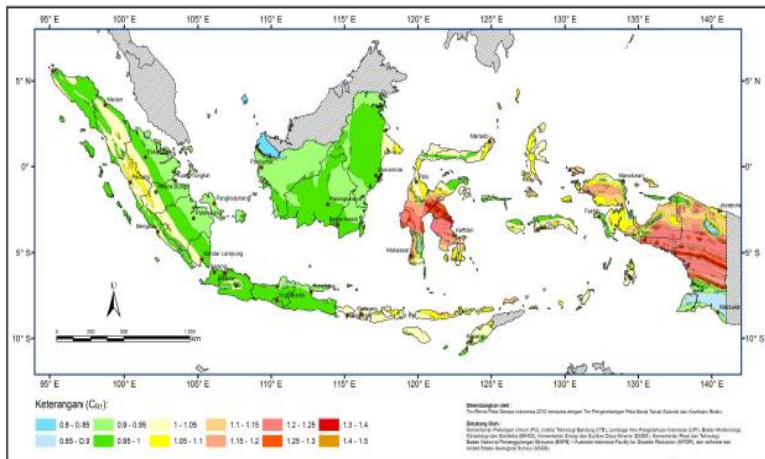
## 3. Menentukan klasifikasi situs (SNI 1726:2012 Pasal 5.3)

Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$V_s$ (m/detik)	$N$ atau $N_{ch}$	$S_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500 m/s	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500 m/s	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750 m/s	>50	$\geq 100$ kN/m <sup>2</sup>
SD (tanah sedang)	175 sampai 350 m/s	15-50	50 sampai 100 kN/m <sup>2</sup>
SE (tanah lunak)	< 175 m/s	< 15	<50 kN/m <sup>2</sup>
	Atau setiap profil tanah yang mengandung 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : Indeks plastisitas, $PI > 20$ Kadar air, $w \geq 40\%$ Kuat geser niralar $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah		







Gambar 3. 3 Koefisien risiko terpetakan, periode respon spektral 1 detik

## 5. Menentukan koefisien situs ((SNI 1726:2012 Pasal 6.2)

Tabel 3. 4 Koefisien situs Fa

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	$SS^B$				

Tabel 3. 5 Koefisien situs Fv

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	$SS^B$				

#### 6. Menghitung parameter percepatan desain ( $S_{DS}$ , $S_{D1}$ ) (SNI 1726:2012 Pasal 6.3)

Parameter percepatan desain untuk periode pendek ( $S_{DS}$ ) dan pada periode 1 detik ( $S_{D1}$ ) harus ditetapkan sebagai berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.2)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.3)$$

#### 7. Menentukan kategori desain seismik (SNI 1726:2012 Pasal 6.5)

Tabel 3. 6 Kategori resiko  $S_{DS}$ 

Nilai $S_{DS}$	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 3. 7 Kategori resiko  $S_{DI}$ 

Nilai $S_{DI}$	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DI} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DI} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DI}$	D	D

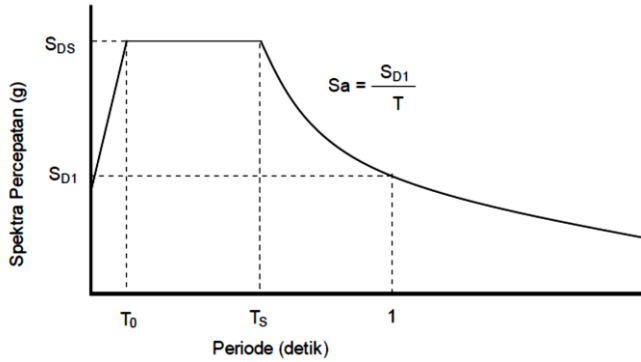
**8. Memilih faktor koefisien modifikasi respons (R), faktor pembesaran defleksi (Cd) dan faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ) untuk sistem penahan gaya gempa (SNI 1726:2012 Pasal 7.2.2)**

Tabel 3. 8 Faktor R, Cd, dan  $\Omega$  untuk system penahan gaya gempa

Sistem Penahan Gaya Gempa	Koefisien Respons Modifikasi, $R$	Faktor Kuat Lebih, $\Omega_0$	Faktor Pembesaran Defleksi, $Cd$	Batasan Sistem Struktur Termasuk Batasan Tinggi Struktur				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	$2^{1/2}$	4	T B	T B	T B	T B	T B

### 9. Melakukan analisis model respons spektrum

Analisis modal respons spektrum dilakukan menggambar grafik respons spektrum rencana ke dalam program analisis struktur. Ketentuan mengenai penggambaran grafik respons spektrum.



Gambar 3. 4 Grafik respons spektrum

Pada periode  $T < T_0$ , respons spektra percepatan:

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.4)$$

Pada periode  $T_0 < T < T_S$ , respons spektra percepatan:

$$S_a = S_{DS} \quad (3.5)$$

Pada periode  $T > T_S$ , respons spektra percepatan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.6)$$

Dengan:

$$T_0 = \frac{0,2 S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.7)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.8)$$

### 10. Melakukan analisis statik ekuivalen

- Menentukan periode fundamental pendekatan,  $T_a$  (SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.1)

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.9)$$

Keterangan :

$C_t$ , dan  $x$  = koefisien parameter waktu getar perkiraan (Tabel 3.9)

$h_n$  = tinggi struktur

Tabel 3. 9 Nilai parameter perioda Pendekatan  $C_t$  dan  $x$

<b>Type Struktur</b>	<b><math>C_t</math></b>	<b><math>x</math></b>
Sistem rangka pemikul momen dengan rangka menahan 100% gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa :		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangak baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

- Menentukan batas periode struktur

$$T_a \leq T \leq C_u T_a \quad (3.10)$$

Keterangan :

$T_a$  = periode fundamental perkiraan

$C_u$  = koefisien untuk batas atas periode hasil perhitungan (Tabel 3.10)

Tabel 3. 10 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

<b>Parameter Percepatan Respon Spektral Desain Pada 1s, <math>S_{DI}</math></b>	<b>Koefisien <math>C_u</math></b>
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

- Menghitung koefisien respon seismik

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.11)$$

Keterangan :

$S_{DS}$  adalah percepatan spektrum respon desain dalam periode pendek

$R$  adalah faktor modifikasi respon dalam tabel 3.8

$I_e$  adalah faktor keutamaan hunian sesuai tabel 3.2

- Menghitung gaya dasar seismik

$$V = C_s W \quad (3.12)$$

Dimana:

$C_s$  adalah koefisien respons seismik

$W$  adalah berat seismik menurut pasal 7.7.2 (SNI-1726-2012)

#### **93.3.4.5 Kombinasi Pembebanan**

Pembebanan sesuai dengan SNI 1727:2013, dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut:

1. 1,4 D
2. 1,2D + 1,6L + 0,5 (L<sub>r</sub> atau S atau R)
3. 1,2D + 1,6 (L<sub>r</sub> atau S atau R) + (L atau 0,5W)
4. 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L<sub>r</sub> atau S atau R)
5. 1,2D + 1,0W + L + 0,2S
6. 0,9D + 1,0W
7. 0,9D + 1,0E

### 93.3.4.6Beban Tanah

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.2.1, dalam perancangan struktur di bawah tanah, harus diperhatikan tekanan lateral tanah di sampingnya. Bila tidak ada beban tanah dalam laporan penyelidikan tanah yang disetujui oleh pihak yang berwenang, beban tanah yang diberikan dalam Tabel 3-1 harus dipakai sebagai beban lateral minimum.

Besarnya tegangan tanah horizontal secara umum adalah sebagai berikut:

- Tegangan tanah horizontal aktif:

$$\sigma' = \gamma' h K_a - 2c' \sqrt{K_a} \quad (3.13)$$

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (3.14)$$

- Tegangan tanah horizontal pasif:

$$\sigma' = \gamma' h K_p + 2c' \sqrt{K_p} \quad (3.15)$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (3.16)$$

Maka, besar tekanan tanah lateral dapat dihitung dengan menghitung luasan diagram tegangan tanah.

### 93.3.5 Perencanaan Struktur Sekunder

#### 93.3.5.1Perencanaan Tangga

Direncanakan dan dikontrol sesuai SNI 1729:2015 sesuai dengan pasal F-1:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.17)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.18)$$

Dimana:

$M_n$  = Momen nominal balok

$M_u$  = Momen ultimate yang terjadi

### **93.3.5.2 Perencanaan Pelat Lantai**

Direncanakan menggunakan pelat bondek sehingga pelat lantai di desain menjadi pelat satu arah.

### **93.3.5.3 Perencanaan Balok Penggantung Lift**

Direncanakan dan dikontrol sesuai dengan persamaan 3.17 dan 3.18.

### **93.3.5.4 Perencanaan Balok Anak**

Direncanakan dan dikontrol sesuai dengan persamaan 3.17 dan 3.18

## **93.3.6 Permodelan Struktur**

Melakukan permodelan struktur menggunakan program bantu yang direncanakan sebagai ruang 3 dimensi untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada struktur rangka utama.

## **93.3.7 Kontrol Perencanaan Struktur Primer**

### **93.3.7.1 Kontrol Desain**

#### **1. Kontrol Partisipasi Massa**

Analisis harus dilakukan untuk menentukan modes alami dari getaran untuk struktur yang dianalisis. Analisis harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus sekurang-kurangnya 90% (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1).



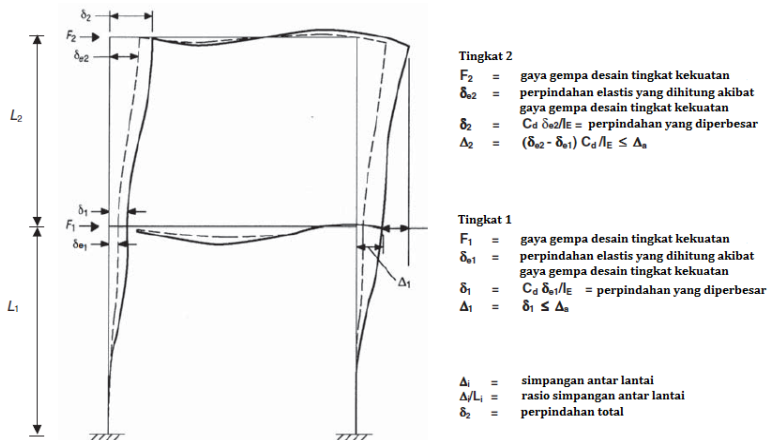
## 2. Kontrol Partisipasi Massa

Kombinasi respons untuk geser dasar ragam (Vt) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan  $0.85V/V_t$  (SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1).

## 3. Kontrol Simpangan Antar Tingkat

Simpangan antar tingkat rencana harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Besarnya defleksi pada tingkat x,  $\delta_x$ , dapat dihitung dengan Persamaan (3-23) (SNI 1726:2012 pasal 7.8.6). Sementara untuk perhitungan simpangan antar lantai ditunjukkan pada Gambar 3.5. Nilai simpangan antar lantai ini tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin,  $h_{sx}$ , pada Tabel 3.11.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.19)$$



Gambar 3. 5 Penentuan simpangan antar lantai

Tabel 3. 11 Simpangan antar lantai ijin

Struktur	Kategori Resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dari dasar, dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai	$0,025h_{sx}$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

### 93.3.7.2 Kontrol Perhitungan Elemen Struktur Primer

#### 1. *Link*

*Link* adalah bagian dari balok yang direncanakan untuk mendisipasi energi pada saat terjadi gempa kuat. *Link* harus memenuhi perbandingan lebar terhadap tebal sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Tabel 15.7-1. Tegangan leleh bahan baja yang digunakan pada *link* tidak boleh melebihi 350 MPa. Pelat badan dari *link* harus berupa pelat tunggal tanpa pelat pengganda dan tanpa penetrasi. Kecuali diatur pada SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2.6, kuat geser rencana *link*,  $\phi V_n$ , harus lebih besar daripada kuat geser perlu  $V_u$ , dengan:

$V_n$  = Kuat geser nominal *Link*, diambil yang terkecil dari  $V_p$  atau  $2 M_p / e$

$V_p$  =  $0,6 f_y (d - 2 \cdot t_f) t_w$

$\phi$  = 0,9

$e$  = Panjang *link*

Sudut Rotasi *link* adalah sudut inelastis antara *link* dan bagian balok di luar *link* pada saat simpangan antar lantai sama dengan simpangan antar lantai rencana,  $\Delta$ . Sudut Rotasi *link* tidak boleh melebihi harga-harga berikut:

- 0,08 radian untuk  $e \leq 1,6 M_p / V_p$

- 0,02 radian untuk  $e \leq 2,6M_p/V_p$
- Nilai Sudut Rotasi *link* ditentukan dengan interpolasi linier untuk nilai  $e$  yang berada di antara keduanya.

Dalam Tugas akhir ini, dilakukan studi perilaku antara 3 jenis *link*. Jenis *Link* Terdiri dari *Short Link*, *Intermediate Link*, dan *Long Link*. *Short link* juga disebut sebagai *shear link* dikarenakan gaya geser yang mendominasi pelelehan pada balok *link* dengan nilai  $\rho \leq 1.6$ . Pada *intermediate link*, pelelehan yang terjadi pada balok *link* disebabkan dari kombinasi gaya geser dan lentur sehingga disebut juga sebagai *flexural-shear link* dengan nilai  $\rho$  adalah sebesar  $1.6 < \rho \leq 2.6$ . *Long link* juga disebut sebagai *flexural link* dikarenakan pelelehan yang terjadi pada balok *link* didominasi oleh lentur dengan nilai  $\rho > 2.6$ . Studi perilaku tugas akhir ini hanya membahas tentang perbandingan defleksi dan *drift* antar jenis *link*.

## 2. Batang bresing dan balok di luar *link*

Kuat kombinasi-aksial-dan-lentur perlu batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar  $1,25.R_y.V_n$ , dengan  $V_n$  ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2. Kuat rencana batang bresing, seperti ditentukan pada Butir 11, harus lebih besar daripada kuat perlu yang disebutkan di atas.

Balok di luar *link* harus direncanakan memenuhi ketentuan sebagai berikut:

- 1) Kuat perlu balok yang terletak di luar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar  $R_y V_n$ , dengan  $V_n$  ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2. Kuat rencana balok di luar *link* ini dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan Butir 8 dan mengalikannya dengan faktor  $R_y$ ;
- 2) Bila diperlukan, balok di luar *link* harus direncanakan menggunakan pengeang lateral untuk menjaga kestabilan

balok. Pengekang lateral harus direncanakan pada kedua pelat sayap balok (atas dan bawah), dan masing-masing pengekang lateral harus mempunyai kuat perlu sebesar paling sedikit 2% dari kuat nominal pelat sayap balok sebesar  $f_y$  by  $t_f$ .

Pada sambungan antara batang bresing dan balok diujung *link*, pertemuan as batang bresing dan as balok harus terletak di ujung *link* atau di dalam *link*. Kuat perlu sambungan batang bresing-ke-balok, pada ujung *link* dari batang bresing, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing seperti yang ditentukan pada SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.6.1. Tidak ada bagian dari sambungan ini yang boleh melampaui panjang *link*. Apabila batang bresing memikul sebagian momen ujung *link* maka sambungan harus direncanakan sebagai sambungan kaku.

### 3. Balok Induk

Balok yang menerima beban lentur  $M_u$  harus dikontrol agar tidak melebihi dari kekuatan nominal yang dimiliki balok itu sendiri.

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.20)$$

Dimana :

$M_n$  = Momen nominal balok

$M_u$  = Momen ultimate yang terjadi

$\phi$  = faktor reduksi = 0,9 (DFBK)

#### 1) Kontrol Penampang

Untuk Sayap (*flange*) :

- Penampang kompak ( $\lambda \leq \lambda_p$ ):

$$\lambda = \frac{b}{2t_f} \leq \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.21)$$

- Penampang non kompak ( $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ ):

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.22)$$

Untuk Badan (*web*) :

- Penampang kompak ( $\lambda \leq \lambda_p$ ) :

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.23)$$

- Penampang non kompak ( $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ ):

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.24)$$

Dimana :

bf = Lebar sayap

tf = Tebal sayap

h = Tinggi profil

tw = Tebal pelat badan

fy = Kuat leleh profil baja

fr = Tegangan tekan residual pada plat sayap

## 2) Kuat Nominal Lentur Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Kelangsingan penampang kompak, tak kompak, dan langsing suatu komponen struktur yang memikul lentur, ditentukan oleh kelangsingan elemen-elemen tekannya. Untuk penampang yang digunakan dalam perencanaan balok pada struktur baja tahan gempa, kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal ditentukan berdasarkan Bab Pasal F (F2-F6) SNI 1729:2015.

- a. Penampang kompak

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad (3.25)$$

Penampang non kompak

$$M_n = M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (3.26)$$

b. Penampang langsing

$$M_n = \frac{0,9Ek_c - S_x}{\lambda^2} \quad (3.27)$$

### 3) Kuat Nominal Lentur Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Tahanan komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang yang berdekatan,  $L$ . Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lateral ditentukan berdasarkan Bab Pasal F (F2-F6) SNI 1729:2015

a. Bentang pendek:  $L_b \leq L_p$

$$L_p = 1,76.r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.28)$$

b. Bentang menengah:  $L_p < L_b < L_r$

$$M_n = C_b \cdot \left[ M_p - 0,7F_y S_x \cdot \left( \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.29)$$

c. Bentang panjang :  $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3.30)$$

### 4) Kekuatan Lentur Balok Komposit Dengan Penghubung Geser

Kekuatan lentur balok komposit dengan penghubung geser (shear connector) dibagi menjadi 2, yaitu:

a. Kuat Lentur Positif

Sesuai SNI 1729-2015 pasal I2-a , kekuatan lentur positif desain,  $\phi M_n$  dan kekuatan lentur positif diizinkan  $M_n / \Omega$  , harus ditentukan untuk keadaan batas leleh sebagai berikut:

$$\phi b = 0,9$$

$$\text{Untuk } \frac{h}{tw} \leq 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.31)$$

$M_n$  harus ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh ( Momen Plastis ).

$$\text{Untuk } \frac{h}{tw} \geq 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.32)$$

$M_n$  harus ditentukan dari superposisi tegangan elastis dengan memperhitungkan efek penopangan untuk keadaan batas leleh (momen leleh).

#### b. Kuat Lentur Negatif

Sesuai dengan SNI 1729-2015 pasal I2-b, Kekuatan lentur negative harus ditentukan untuk penampang baja sendiri menurut persyaratan Bab F, atau ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh (momen plastis) dimana  $\phi b = 0,9$ .

### 5) Kekuatan Struktur Selama Pelaksanaan

Bila penopang sementara tidak dipergunakan selama pelaksanaan, penampang baja harus memiliki kekuatan yang cukup untuk mendukung semua beban yang digunakan sebelum beton mencapai 75% dari kekuatan yang disyaratkan  $f'c$ .

### 6) Kuat Geser Rencana

Plat badan tak diperkaku yang memikul gaya geser terfaktor perlu ( $V_n$ ) harus memenuhi:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.33)$$

Keterangan :

$\phi$  = Faktor tahanan = 0,90

$V_n$  = Tahanan geser nominal plat badan

Kekuatan geser nominal dari plat badan yang tak diperkaku menurut keadaan batas dari pelelehan geser dan tekuk geser adalah:

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v \quad (3.34)$$

Dengan ketentuan nilai  $C_v$  diambil sebagai berikut :

a. Bila  $\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Maka,  $C_v = 1.0$

b. Bila  $1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}}$

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (3.35)$$

c. Bila  $\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}}$

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 f_y} \quad (3.36)$$

Koefisien tekuk geser plat badan,  $k_v$  untuk badan tanpa pengaku transversal ditentukan sebagai berikut:

$$\frac{h}{t_w} < 260 \quad (3.37)$$



Maka nilai  $k_v = 5.0$

Keterangan :

$A_w$  = Luas dari badan, tinggi keseluruhan dikalikan ketebalan badan

$h$  = Jarak bersih antara sayap dikurangi jari-jari sudut

$t_w$  = Ketebalan badan

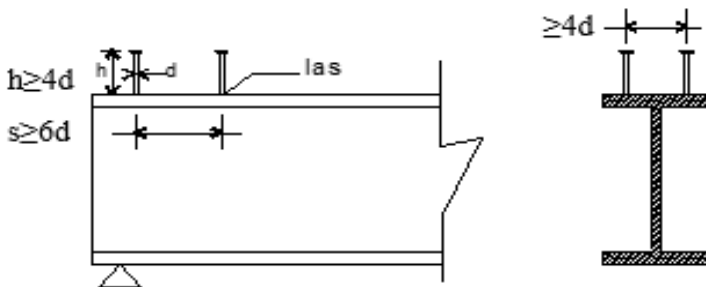
Sedangkan untuk balok komposit, yaitu balok yang terdiri dari profil baja dan beton digabung bersama untuk memikul beban lentur, memiliki prinsip dasar perhitungan antara lain :

- Distribusi tegangan plastis pada daerah momen positif balok
  - Tegangan tekan pada beton =  $0,85 f_c'$  → merata
  - Tegangan pada baja =  $f_y$  → tarik atau tekan : merata
- Distribusi tegangan plastis pada daerah momen negatif balok
  - Tegangan tarik pada beton = 0
  - Tegangan tarik pada tulangan =  $f_{yr}$
  - Tegangan pada baja =  $f_y$  → tekan atau tarik: merata.
- Distribusi tegangan elastis → distribusi linear
  - Tegangan maximum tekan pada beton =  $0,85 f_c'$
  - Tegangan maximum pada baja =  $f_y$  → tekan atau Tarik

## 7) Shear Connector

a. Kekuatan *Shear-Connector* stud (paku)

$$Q_n = 0,5 A_{sc} \left( \sqrt{f_c'} E_c \right) r_s \leq A_{sc} \cdot f_u \quad (3.38)$$



Gambar 3. 6 Potongan Balok Dengan Penghug Geser Stud

Dimana:

$r_s = 1,00$  untuk pelat beton biasa

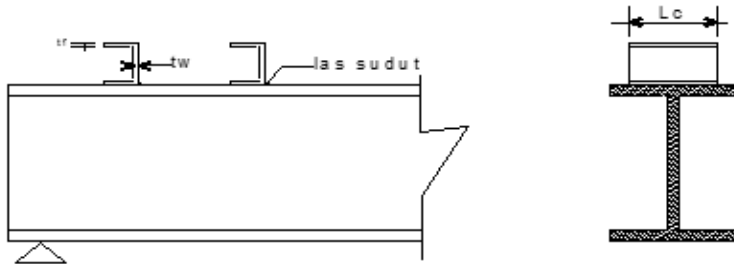
$r_s \leq 1,00$  untuk dek baja gelombang

$A_{sc} = \text{luas penampang } Shear-Connector \left( \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \right)$

$E_c = \text{Modulus elastisitas beton}$

b. Kekuatan *Shear-Connector* baja kanal

$$Q_n = 0,3 (t_f + 0,5 t_w) L_c \sqrt{f_c' E_c} \quad (3.39)$$



Gambar 3. 7 Potongan Balok Dengan Penghubung Geser Baja Kanal

c. Jumlah *Shear-Connector* yang dibutuhkan di sepanjang daerah tertentu

$$n = \frac{V_h}{Q_n} \quad (3.40)$$

Dimana:

$V_h$  = Gaya geser horizontal total pada bidang kontak antara balok baja dan pelat beton yang harus ditransfer *Shear-Connector*.

Gaya Geser Horizontal Total (=Vh) → Pada Bidang Kontak Baja dengan Beton

- Pada daerah momen positif

Gaya geser horizontal total pada daerah  $M = 0$  dan  $M(+)$  maximum adalah nilai terkecil dari:

- 1)  $0,85 f_c' \cdot A_c \rightarrow$  beton
- 2)  $A_s \cdot f_y \rightarrow$  profil baja
- 3)  $\Sigma Q_n \rightarrow$  shear connector

- Pada daerah momen negatif

Gaya geser horizontal total pada daerah  $M = 0$  dan  $M(-)$  maximum adalah nilai terkecil dari:

- 1)  $A_r \cdot f_{yr}$
- 2)  $\Sigma Q_n$

Dimana:

$A_r$  = tulangan tarik pada pelat beton

$f_{yr}$  = tegangan leleh tulangan.

Pada balok komposit penuh, gaya geser horizontal total  $V_h$  ditentukan oleh kapasitas tekan beton atau kapasitas tarik profil baja/tulangan baja. Pada balok komposit parsial, gaya geser horizontal  $V_h$  ditentukan oleh kapasitas penghubung geser (nilai  $\Sigma Q_n$ ).

#### 4. Kolom

Dalam perencanaan kolom, digunakan kolom komposit jenis *Concrete Filled Steel Tube* (CFT) yang menerima gaya kombinasi normal dan lentur.

- Kriteria Untuk Kolom Komposit Bagi Struktur Tekan

- Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 4\% \quad (3.41)$$

- Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton

$$t \geq b \times \sqrt{\frac{f_y}{3e}} \quad (3.42)$$

- Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit CFT

Batasan rasio lebar terhadap ketebalan untuk elemen baja tekan harus ditentukan sesuai dengan jenis profilnya yaitu:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.43)$$

$$\lambda p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.44)$$

$$\lambda r = 3 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (tak kompak)} \quad (3.45)$$

$$\lambda r = 5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (maksimum yang diijinkan)} \quad (3.46)$$

Untuk komponen struktur komposit yang terisi

- Untuk Penampang Kompak

$$P_{no} = P_p \quad (3.47)$$

Dengan

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.48)$$

- Untuk Penampang Non Kompak

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda r - \lambda p)^2} (\lambda - \lambda p)^2 \quad (3.49)$$

Dengan

$$P_y = f_y A_s + 0,7 f'_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.50)$$

- Untuk Penampang Langsing

$$P_{no} = f_{cr} A_s + 0,7 f'_c (A_c + A_r \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.51)$$

Penampang Terisi Beton

$$f_{cr} = \frac{9E_s}{(\frac{b}{t})^2} \quad (3.52)$$

- Amplifikasi Momen

Kekuatan lentur orde pertama yang diperlukan,  $M_r$ , dan ketentuan aksial  $P_r$ , dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut:

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i \quad (3.53)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t \quad (3.54)$$

Keterangan :

- $B_1$  = Pengali untuk menghilangkan efek  $P-\delta$ , ditentukan untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan lentur.  
 $B_2$  = Pengali untuk menghilangkan efek  $P-\delta$ , ditentukan untuk setiap tingkat dari struktur  
 $M_{lt}$  = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK  
 $M_{nt}$  = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK  
 $M_r$  = Momen lentur orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK  
 $P_{lt}$  = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK  
 $P_{nt}$  = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK  
 $P_r$  = Kekuatan aksial orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

- Pengali  $B_1$  untuk efek  $P-\delta$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \quad (3.55)$$

Dengan,

$\alpha = 1$  (DFBK)

$C_m$  = Koefisien dengan asumsi tanpa translasi lateral dari portal yang ditentukan dengan formula:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \quad (3.56)$$

Dengan  $M_1$  dan  $M_2$  dihitung dari analisis orde pertama, adalah momen terkecil dan terbesar pada ujung-ujung bagian komponen.  $P_{e1}$  = Kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi tanpa translasi pada ujung-ujung komponen struktur.

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (3.57)$$

Keterangan :

- EI = kekakuan lentur yang diperlukan yang harus digunakan dalam analisis ( $0,8\tau cEI$ ) bila digunakan dalam metode analisis langsung dengan  $\tau c$  adalah seperti ditetapkan pada bab C SNI 03-1729-2015 untuk panjang efektif dan metode analisis orde pertama  
 E = Modulus elastisitas baja = 200000 Mpa  
 I = Momen inersia bidang lentur, mm<sup>4</sup>  
 L = Panjang komponen struktur, mm  
 K1 = Faktor panjang efektif dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi translasi lateral pada ujung- ujung komponen struktur.

- Pengali B2 untuk efek P- $\delta$

$$B2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e story}}\right)} \quad (3.58)$$

Dengan,

- $\alpha$  = 1 (DFBK)  
 $P_{story}$  = beban vertikal total didukung oleh tingkat menggunakan kombinasi beban DFBK yang sesuai, termasuk beban-beban dalam kolom-kolom yang bukan merupakan bagian dari sistem penahan gaya lateral.  
 $P_{e story}$  = Kekuatan tekuk kritis elastis untuk tingkat pada arah translasi yang diperhitungkan, ditentukan dengan analisis tekuk sidesway, atau dengan rumusan:

$$P_{e story} = RM \frac{HL}{\Delta H} \quad (3.59)$$

Dengan,

$$Rm = 1 - 0,15 \left( \frac{P_{mf}}{P_{storv}} \right) \quad (3.60)$$

Dimana:

$L$  = Tinggi tingkat, mm

$P_{mf}$  = Beban vertikal total pada kolom dalam tingkat yang merupakan bagian dari portal momen

$\Delta H$  = Simpangan tingkat dalam orde pertama

$H$  = Geser tingkat, dalam arah translasi harus diperhitungkan, dihasilkan oleh gaya-gaya lateral yang digunakan untuk menghitung  $\Delta H$ , N

- Momen Nominal

Balok yang menerima beban lentur  $M_u$  harus dikontrol agar tidak melebihi dari kekuatan nominal yang dimiliki balok itu sendiri.

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.61)$$

Dimana :

$M_n$  = Momen nominal balok

$M_u$  = Momen ultimate yang terjadi

$\phi$  = faktor tahanan = 0,9

Untuk profil HSS yang diisi dengan beton dengan ketebalan profil baja di semua sisi:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.62)$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.63)$$

$$\lambda_r = 1,40 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.64)$$

Untuk Komponen Struktur Berpenampang kotak/persegi

- Untuk Penampang Kompak

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z \quad (3.65)$$

- Untuk Penampang Nonkompak

$$M_n = M_p - (M_p - f_y S) \left[ 3,57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4 \right] \leq M_u \quad (3.66)$$

- Untuk Penampang Langsing

$$M_n = f_y S_e \quad (3.67)$$

Dimana,

$S_e$  = Modulus penampang efektif yang ditentukan dengan lebar efektif  $b_e$ , dari sayap yang diambil sebesar:

$$b_e = 1.92 \cdot t_f \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left( 1 - \frac{0,38}{\frac{b}{t_f}} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq b \quad (3.68)$$

- Kontrol Kombinasi Aksial dan Lentur

Perhitungan interaksi kekuatan aksial dan lentur diperhitungkan berdasarkan SNI 1729-2015 pasal I2 atau pasal H1.1

- Bila  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$ , maka

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (3.69)$$

- Bila  $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$ , maka

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (3.70)$$

Dimana :

$P_r$  = Kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, N

$M_r$  = Kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, Nmm

$\phi_c$  = faktor ketahanan untuk tekan = 0.90

$\phi_b$  = faktor ketahanan untuk lentur = 0.90

$P_c = \phi_c P_n$  = Kekuatan aksial desain, N



$M_c = \phi_b M_n$  = Kekuatan lentur desain, Nmm

### 93.3.8 Perencanaan Sambungan

#### 93.3.8.1 Sambungan Baut

Perencanaan sambungan baut pada tugas akhir ini mengacu pada SNI 1729:2015 pasal J.3 secara lengkap.

- Kekuatan Tarik dan Geser dari Baut dan Bagian-Bagian Berulir

$$R_u \leq \phi R_n \quad (3.71)$$

$$R_n = F_n A_b \quad (3.72)$$

$$\phi = 0,75 \text{ (DFBK)}$$

- Kombinasi Gaya Tarik dan Geser dalam Sambungan Tipe Tumpuan

$$R_n = F'_n t A_b \quad (3.73)$$

$$F'_n t = 1.3 F_n t - \frac{F_n t}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_n t \quad (3.74)$$

Dimana:

$F_n t$  = Tegangan tarik nominal dari Tabel J3.2

$F_{nv}$  = Tegangan geser dari tabel J3.2

$f_{rv}$  = Tegangan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi DFBK

- Baut Kekuatan Tinggi dalam Sambungan Kritis Slip

$$R_n = \mu D_u h f T_b n_s \quad (3.75)$$

- Untuk lubang ukuran standar dan lubang slot pendek yang tegak lurus terhadap arah dari beban,  $\phi = 10$
- Untuk lubang ukuran berlebih dan lubang slot pendek yang paralel terhadap arah dari beban,  $\phi = 0,85$
- Untuk lubang slot panjang,  $\phi = 0,70$

Dimana:

$\mu$  = Koefisien slip rata-rata untuk permukaan kelas A atau B yang sesuai atau seperti yang ditetapkan oleh pengujian

$D_u$  = 1,13; suatu pengali yang mencerminkan rasio dari rata-rata pratarik baut terpasang terhadap pratarik baut minimum yang diisyaratkan. Penggunaan dari nilai-nilai

lainnya dapat disetujui oleh insinyur yang memiliki izin bekerja sebagai perencana.

$T_b$  = Gaya tarik minimum sarana penyambung yang diberikan Tabel J3.1, kips atau J3.1M, kN.

$h_f$  = faktor pengisi, ditentukan sebagai berikut:

- Bila tidak ada pengisi atau dimana baut telah ditambahkan untuk mendistribusikan beban pada pengisi,  $h_f = 1$
- Bila baut-baut tidak ditambahkan untuk mendistribusikan beban pada pengisi:
- Untuk satu pengisi antara bagian-bagian tersambung,  $h_f = 1$
- Untuk dua atau lebih pengisi antara bagian-bagian tersambung,  $h_f = 0,85$

$N_s$  = Jumlah bidang slip yang diperlukan untuk mengizinkan sambungan dengan slip.

- Untuk Pelelehan Geser dari Elemen

$$R_n = 0,60F_y A_{gv} ; \phi = 1 \quad (3. 76)$$

$A_{gv}$  adalah luas bruto yang menahan geser ( $\text{mm}^2$ )

- Untuk Keruntuhan Geser dari Elemen

$$R_n = 0,60F_u A_{nv} ; \phi = 0,75 \quad (3. 77)$$

$A_{nv}$  adalah luas netto yang menahan geser ( $\text{mm}^2$ )

- Kekuatan Geser Blok

Kekuatan yang tersedia untuk keadaan batas keruntuhan blok geser sepanjang alur kegagalan geser atau alur-alur dan alur kegagalan tarik tegak lurus harus diambil sebesar:

$$\begin{aligned} R_n &= 0,60F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \\ &\leq 0,60F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \end{aligned} \quad (3. 78)$$

Dimana:

Bila tegangan tarik adalah merata,  $U_{bs} = 1$ ; bila tegangan tarik tidak merata,  $U_{bs} = 0,5$ .

### 93.3.8.2 Sambungan Las

Berdasarkan SNI 1729:2015 Pasal J2.4, kekuatan desain,  $\phi R_n$  harus merupakan nilai terendah dari kekuatan material dasar yang ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan tarik dan keruntuhan geser dan kekuatan logam las yang ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan berikut ini:

- Untuk Logam dasar

$$R_n = F_{nBW} A_{BM} \quad (3.79)$$

- Untuk Logam las

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad (3.80)$$

Dimana:

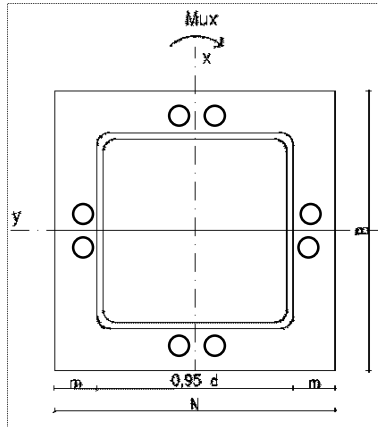
$F_{nBM}$  = tegangan nominal dari logam dasar, ksi (MPa)

$F_{nw}$  = tegangan nominal dari logam las, ksi (MPa)

$A_{BM}$  = luas penampang logam dasar, in<sup>2</sup>. (mm<sup>2</sup>)

$A_{we}$  = luas efektif las, in<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

### 93.3.8.3 Base Plate



Gambar 3. 8 Base plate

$$e = \frac{M_{ux}}{P_u} \quad (3.81)$$

Akibat beban  $P_u$

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B N} \quad (3.82)$$

Akibat beban  $Mux$

$$f_{pb} = \frac{6 Mux}{B N^2} \quad (3.83)$$

Tekanan Maksimal

$$f_{p(max)} = f_{pa} + f_{pb} \quad (3.84)$$

Menentukan  $Mupl$

$$m = \frac{(N - 0,95 D)}{2} \quad (3.85)$$

$$M_{upl} = \left( f_{p(max)} - 2 f_{pb} \frac{m}{N} \right) x \left( \frac{m^2}{2} \right) + \left( 2 f_{pb} \frac{m}{N} \right) \left( \frac{m^2}{3} \right) \quad (3.86)$$

Menentukan tebal *base plate*

$$t = \sqrt{\frac{4M_{upl}}{\phi f_y}} \quad (3.87)$$

### 93.3.9 Perencanaan *Basement* dan Pondasi

#### 93.3.9.1 Perencanaan *Basement*

##### 1. Definisi dinding *basement*

Dinding pada *basement* harus dirancang agar kokoh dan kuat terhadap tekanan tanah dan air. Dinding pada *basement* akan direncanakan sebagai *retaining wall*. Struktur *basement* direncanakan menggunakan material beton bertulang dengan persyaratan sebagai berikut:

- Penulangan Dinding *Basement*

Penulangan dinding *basement* dihitung sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013.

- Kontrol ketebalan Dinding *Basement*

Ketebalan dinding *basement* dikontrol sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013.

- Penulangan Pelat Lantai *Basement*

- Elevasi air tanah diasumsikan pada kondisi yang paling berbahaya, yaitu sama dengan permukaan tanah. Penulangan

pelat lantai *basement* dihitung sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013

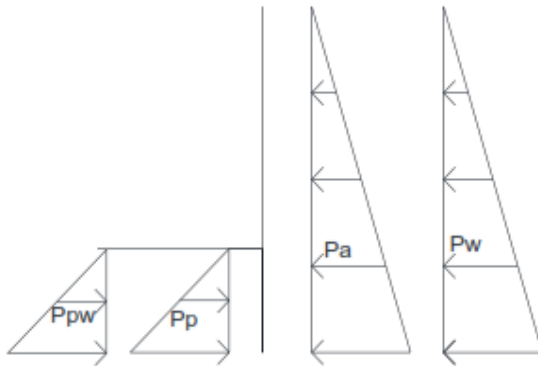
## 2. Perhitungan Struktur dinding *basement*

- Analisa terhadap stabilitas global

Berdasarkan metode fellenius untuk kasus ini lingkaran gelincir dibagi menjadi beberapa segmen dan lereng tersebut merupakan lereng jangka panjang maka digunakan rumus untuk faktor keamanan, yaitu:

$$Fk = \frac{\Sigma \text{momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}} > 1 \quad (3.88)$$

- Analisa terhadap stabilitas lokal



Gambar 3. 9 Tekanan aktif pasif tanah

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma h^2 Ka - 2cH\sqrt{Ka} \quad (3.89)$$

$$p = \frac{1}{2} \gamma h^2 Kp + 2cH\sqrt{Kp} \quad (3.90)$$

$$Pw = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \quad (3.91)$$

$$Fk = \frac{\Sigma \text{momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}} > 3 \quad (3.92)$$

### 3. *Shearwall pada basement*

- Kuat aksial rencana dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.5.2.
- Perhitungan kuat geser yang disumbangkan oleh beton dihitung berdasarkan SNI 2847:2013, pasal 11.9.6.
- Penulangan geser dinding geser dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.2.
- Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.9.9 rasio tulangan geser horizontal terhadap luas beton bruto penampang vertikal tidak boleh kurang dari 0,0025.
- 

#### 93.3.9.2 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Perencanaan struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan adalah hasil dari SPT (*Soil Penetration Test*). Daya dukung tiang pada pondasi didapatkan dengan menggunakan persamaan:

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.93)$$

$$Q_l = Q_p + Q_s \quad (3.94)$$

$$Q_p = C_n + A_{ujung} \quad (3.95)$$

$$Q_s = \sum C_{li} \times A_{si} \quad (3.96)$$

Dimana:

SF = *Safety factor* = 3

Cn =  $40\bar{N}$

Cli = fsi = N/2 ton/m<sup>2</sup> untuk tanah lempung/lanau; N/5 ton/m<sup>2</sup>  
Untuk tanah pasir

Asi = Luas selimut tiang pada segmen i = o<sub>i</sub> x h<sub>i</sub>

#### 93.3.9.3 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Dalam penggunaan pondasi tiang kelompok, terjadi repatisasi beban-beban yang bekerja pada tiang pancang. Untuk menghitung repatisasi beban tersebut adalah sebagai berikut:

$$Pv = \frac{v}{n} \pm \frac{My \times Xi}{\sum_{i=1}^n (Xi)^2} \pm \frac{Mx \times Yi}{\sum_{i=1}^n (Yi)^2} \quad (3.97)$$

Dimana Xi dan Yi adalah koordinat sebuah tiang, dengan total n tiang.

Proses pemancangan dapat menurunkan kepadatan disekeliling tiang, sehingga perlu memperhitungkan jarak antar tiang dalam pondasi kelompok. Sebaiknya, jarak mininum antar tiang dalam kelompok adalah 2 s/d 2,5 diameter tiang dan harus dikoreksi terlebih dahulu dengan yang koefisien efisiensi Ce.

$$Ce = \frac{1 - \arctan(\emptyset S)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3.98)$$

Dimana:

$\emptyset$  = Diameter tiang pancang

S = Jarak as ke as antar tiang dalam grup

m = Jumlah baris tiang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang dalam grup

$$Ql(group) = Ql(1\ tiang) \times n \times Ce \quad (3.99)$$

#### 93.3.9.4 Perencanaan Tebal Poer

Untuk merencanakan tebal poer harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari:

$$Vc = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3.100)$$

$$Vc = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3.101)$$

$$Vc = 0,33 \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3.102)$$

Dimana:

$\beta$  = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom, beban terpusat atau daerah reaksi

$b_o$  = keliling pada penampang kritis pada poer  
 $= 2(b_{kolom} + d) + (2(h_{kolom} + d))$

$\alpha_s$  = 30, untuk kolom tepi

40, untuk kolom interior

20, Untuk kolom sudut

Untuk memenuhi syarat akan kebutuhan tebal poer dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\phi V_c > V \quad (3.103)$$

Dimana:

$$\phi = 0.75$$

$V_c$  = Kuat geser pondasi beton

$V_u$  = Gaya geser akibat beton

### 93.3.9.5 Perencanaan Penulangan Lentur

Perencanaan tulangan lentur berdasarkan momen ultimate yang terjadi akibat tiang pancang terhadap muka kolom dengan perhitungan sebagai berikut:

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f'_c} \quad (3.104)$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} \quad (3.105)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right) \quad (3.106)$$

$$As = \rho b d \quad (3.107)$$

### 93.3.10 Penggambaran Teknik

Hasil analisa struktur divisualisasikan dalam gambar teknik. Penggambaran hasil perencanaan akan menggunakan program bantu.



## BAB IV

### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 4.1 Preliminary Desain

*Preliminary* desain merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung.

##### 4.1.1 Perencanaan Dimensi Balok Induk Beton

Tinggi minimum balok induk direncanakan sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps. 9.5.2 (tabel 9.5(a). Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung). Untuk  $f_y$  selain 420 MPa nilainya harus dikalikan dengan (0,4  $f_y/700$ ). Direncanakan menggunakan tulang  $f_y=420$  Mpa, sehingga dimensi balok induk direncanakan:

- Balok induk memanjang

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{8300}{16} = 518.75 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2 \times 600}{3} = 400 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi balok induk memanjang sebesar 40/60 cm

- Balok induk melintang

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{7800}{16} = 487.5 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2 \times 600}{3} = 400 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi balok induk melintang sebesar 40/60 cm.

##### 4.1.2 Perencanaan Dimensi Balok Anak Beton

Tinggi minimum balok anak direncanakan sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps. 9.5.2 (tabel 9.5(a). Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung). Untuk  $f_y$  selain 420 MPa nilainya harus dikalikan dengan (0,4  $f_y/700$ ). Direncanakan menggunakan tulang  $f_y=420$  Mpa, sehingga dimensi balok induk direncanakan:

- Balok anak

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{8300}{21} = 395.2381 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2 \times 400}{3} = 266.667 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

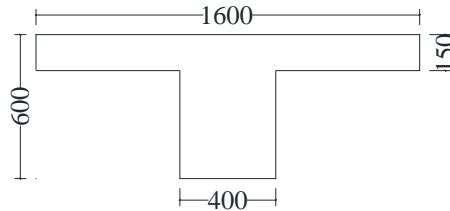
Direncanakan dimensi balok induk memanjang sebesar 30/40 cm.

#### 4.1.3 Perencanaan Dimensi Tebal Pelat Beton

Direncanakan tebal pelat 15 cm dan ukuran balok 40/60 cm.

Perhitungan lebar efektif:

1.  $be1 = L/4 = 830/4 = 207.5$
2.  $be2 = bw + 8t = 40 + 8 \times 15 = 160$
3.  $be3 = bw + \frac{1}{2}S = 40 + 0.5 \times 260 = 170 \text{ cm}$



Gambar 4. 1 Potongan Penampang Balok Induk 40/60 cm

$$k = \frac{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{hf}{hw} \right) \left[ 4 - 6 \left( \frac{hf}{hw} \right) + 4 \left( \frac{hf}{hw} \right)^2 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{hf}{hw} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{hf}{hw} \right)}$$

$$k = \frac{1 + \left( \frac{160}{40} - 1 \right) \left( \frac{15}{60} \right) \left[ 4 - 6 \left( \frac{15}{60} \right) + 4 \left( \frac{15}{60} \right)^2 + \left( \frac{160}{40} - 1 \right) \left( \frac{15}{60} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{160}{40} - 1 \right) \left( \frac{15}{60} \right)}$$

$$k = 5.366$$

$$\begin{aligned}
 I_{balok} &= \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3 & I_{pelat} &= bs \times \frac{t^3}{12} \\
 I_{balok} &= \frac{1}{12} \times 5.366 \times 40 \times 60^3 & I_{pelat} &= 830 \times \frac{15^3}{12} \\
 I_{balok} &= 3863571 \text{ cm}^4 & I_{pelat} &= 233437.5 \text{ cm}^4 \\
 \alpha_m &= \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{3863571}{233437.5} = 16.55 > 2
 \end{aligned}$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5

$$\begin{aligned}
 h_{\min} &= \frac{L_n(0.8 + f_y/1400)}{36 + 9\beta} \\
 &= \frac{830(0.8 + 420/1400)}{36 + 9(\frac{830}{260})} \\
 &= 14.1 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Tebal pelat yang direncanakan 15 cm telah memenuhi syarat tetapi pada perencanaan menggunakan tebal pelat 12 cm.

#### 4.1.4 Perencanaan Dimensi Kolom Basement

Kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Pembebanan pada kolom berdasarkan SNI 1727:2013 untuk beban mati dan SNI 1727:2013 untuk beban hidup, yang diberikan di tiap lantainya sebagai perencanaan pembebanan kolom.

## 1. Beban Mati

Tabel 4. 1 Beban Mati Keseluruhan Bangunan

Jenis	b (m)	l (m)	h	n	Total	Pengali	Berat (kg)
Aspal	7.575	6.65	x	1	50.37375	28	1410.465
plafon+penggantung	7.575	6.65	x	15	755.6063	18	13600.91
MEP	7.575	6.65	x	15	755.6063	25	18890.16
spesi	7.575	6.65	x	15	755.6063	21	15867.73
Keramik	7.575	6.65	x	15	755.6063	24	18134.55
Beton pelat (bondek)	7.575	6.65	0.09	15	68.00456	2400	163211
bondek	7.575	6.65	x	15	755.6063	10.1	7631.623
balok memajang	7.575	6.65	x	15	755.6063	137	103518.1
Balok melintang	7.575	6.65	x	15	755.6063	137	103518.1
Kolom beton (CFT)	0.7	0.7	4	15	29.4	2400	70560
Kolom Baja (CFT)	0.0709		4	15	4.254	7850	33393.9
Beton basement	7.575	6.65	0.15	1	7.556063	2400	18134.55
Balok Basemen memanjang	7.575	6.65	0.24	1	12.0897	2400	29015.28
Balok Basemen melintang	7.575	6.65	0.24	1	12.0897	2400	29015.28
<b>Total</b>							549736.4

## 2. Beban Hidup

Tabel 4. 2 Beban Hidup Keseluruhan Bangunan

Jenis	b (m)	h (m)	l	n	Total	Pengali	Berat (kg)
Atap	7.575	6.65	x	1	50.37375	97.893	4931.238
Lantai	7.575	6.65	x	15	755.6063	195.785	147936.4
<b>Total</b>							152867.6

## 3. Beban berfaktor

$$q_u = 1,2 q_D + 1,6 q_L = 1.2 \times 549736 + 1.6 \times 152867 = 904271.9 \text{ kg}$$

## 4. Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi ( $\phi=0.65$ ).

$$A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{904271.9}{0,35 \times 40 \times 9.81} = 6590.903 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{6590.903} = 81.184 \approx 95 \text{ cm}$$

Direncanakan dimensi kolom pada basement menggunakan dimensi 95/95 cm.

#### 4.1.5 Perencanaan Dimensi Shearwall Basement

Bedasarkan peraturan SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.1 ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari  $1/25$  tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil, dan tidak kurang daripada 100 mm.

$$T \geq H/25 = 4000/25 = 160 \text{ mm}$$

$$T \geq L/25 = 8300/25 = 332 \text{ mm} \approx 350 \text{ mm}$$

Direncanakan tebal dinding geser sebesar 350 mm

## 4.2 Struktur Sekunder

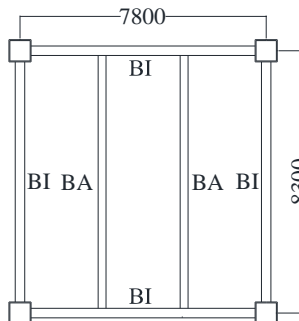
### 4.2.1 Perencanaan Pelat

Pelat pada gedung ini direncanakan pelat satu arah dan menggunakan dek baja gelombang dari *Super floor Deck* dengan data sebagai berikut:

- Tebal = 0,75 mm
- Berat = 10,1 kg/m<sup>2</sup>
- Mutu baja tulangan U-48 ( $f_y = 4800 \text{ kg/cm}^2$ )

#### 4.2.1.1 Perencanaan pelat atap

Denah pelat atap dapat dilihat pada gambar 4.2



Gambar 4. 2 Pelat Atap yang Direncanakan

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai atap ini menggunakan SNI 1727-2013.

- **Beban Mati**
  - Berat aspal 2 cm (2x14)  $= 28 \text{ kg/m}^2$
  - Berat plafon + penggantung (11+7)  $= 18 \text{ kg/m}^2$
  - Berat MEP  $= 25 \text{ kg/m}^2 +$
  - Total ( $q_D$ )  $= 71 \text{ kg/m}^2$
  
- **Beban Hidup**
  - Lantai atap ( $0,96 \text{ kN/m}^2$ )  $= 97,893 \text{ kg/m}^2$
  - Total ( $q_L$ )  $= 97,893 \text{ kg/m}^2$
  
- **Beban Berguna**

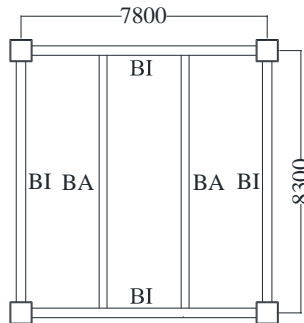
$$q_u = q_D + q_L$$

$$= 71 + 97,893$$

$$= 168,893 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2$$
  
- **Data-data perencanaan pelat bondek**
  - Bentang  $= 2,75 \text{ m}$
  - Beban berguna  $= 200 \text{ kg/m}^2$
  - Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat = 9 cm dan tulangan negatif ( $A_s \text{ min}$ ) =  $2,09 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Digunakan wiremesh PT. Union Metal dengan mutu U-50
  
- **Menentukan tulangan negatif**
  - Konversi tulangan
 
$$A_s \text{ pakai} = 2,09 \times \frac{4800}{5000} = 2,006 \text{ cm}^2/\text{m}$$
  - Menentukan wiremesh pakai  
 Dari Tabel Wiremesh produksi PT. Union Metal didapatkan menggunakan M8-250 mm ( $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}$ )  
 Sehingga, dipasang tulangan negatif M8-250 mm.

#### 4.2.1.2 Perencanaan pelat lantai

Denah pelat atap dapat dilihat pada gambar 4.3



Gambar 4. 3 Pelat Lantai yang Direncanakan

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ini menggunakan SNI 1727-2013.

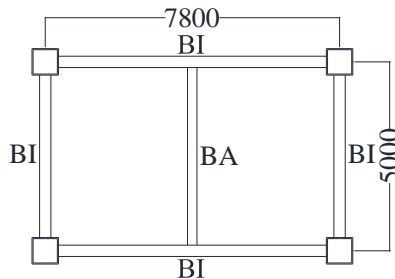
- **Beban Mati**
  - Berat spesi 1 cm  $= 21 \text{ kg/m}^2$
  - Berat keramik  $= 24 \text{ kg/m}^2$
  - Berat plafon + penggantung (11+7)  $= 18 \text{ kg/m}^2$
  - Berat MEP  $= 25 \text{ kg/m}^2 +$
  - Total ( $q_D$ )  $= 88 \text{ kg/m}^2$
- **Beban Hidup**
  - Lantai apartemen ( $1,92 \text{ kN/m}^2$ )  $= 195.785 \text{ kg/m}^2$
  - Total ( $q_L$ )  $= 195.785 \text{ kg/m}^2$
- **Beban Berguna**
  - $q_u = q_D + q_L$
  - $= 88 + 195.785$
  - $= 283,785 \text{ kg/m}^2 \approx 300 \text{ kg/m}^2$
- **Data-data perencanaan pelat bondek**
  - Bentang  $= 2.75 \text{ m}$
  - Beban berguna  $= 300 \text{ kg/m}^2$

- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat = 9 cm dan tulangan negatif ( $A_s \text{ min}$ ) =  $2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Digunakan wiremesh PT. Union Metal dengan mutu U-50
- Menentukan tulangan negatif
- Konversi tulangan  

$$A_s \text{ pakai} = 2,25 \times \frac{4800}{5000} = 2,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$
- Menentukan wiremesh pakai  
 Dari Tabel Wiremesh produksi PT. Union Metal didapatkan menggunakan M10-300 mm.
- Sehingga, dipasang tulangan negatif M10-300 mm.

#### 4.2.1.3 Perencanaan Pelat Beton

Denah pelat atap dapat dilihat pada gambar 4.4



Gambar 4. 4 Pelat Lantai 1 yang Direncanakan

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban Mati
  - Berat beton (0.12x2400) = 288 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat spesi 1 cm = 21 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat keramik = 24 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat plafon + penggantung (11+7) = 18 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat MEP = 25 kg/m<sup>2</sup> +
  - Total = 376 kg/m<sup>2</sup>



- Beban Hidup
  - Lantai  $= 195,785 \text{ kg/ m}^2$
  - Total ( $q_L$ )  $= 195,785 \text{ kg/ m}^2$
- Beban Berfaktor
 
$$q_U = 1,2q_D + 1,6q_L = 1,2(376) + 1,6(195,785) = 764,456 \text{ kg/m}^2$$

Data-data perencanaan pelat beton:

Tebal pelat = 120 mm

Selimut beton = 40 mm

$L_x = 390 \text{ cm}$

$L_y = 500 \text{ cm}$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{500}{390} = 1,28 < 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,764 \times 400}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0,0363$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0363 = 0,0273$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0038$$

$\rho_{min}$  dipakai 0,0038

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,352$$



Gambar 4. 5 Penulangan Pelat

$d_x = \text{tebal pelat} - \text{selimut beton} - 0,5 \text{ diameter tulangan bawah}$

$$d_x = 120 - 40 - (0,5 \times 10) = 75 \text{ mm}$$

dy=tebal pelat - selimut beton – diameter tulangan bawah -0,5  
diameter tulangan atas

$$dy=120-40-10-(0,5 \times 10)= 65 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = 0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 764,456 \cdot 3,9^2 \cdot 31$$

$$= 360,448 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 764,456 \cdot 3,9^2 \cdot 69$$

$$= -802,29 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 764,456 \cdot 5^2 \cdot 19$$

$$= 145,24 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 764,456 \cdot 5^2 \cdot 57$$

$$= -435,74 \text{ kgm}$$

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{8022889}{0,9 \cdot 1000 \cdot 75^2} = 1,584$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,352 \times 1,584}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00386$$

$$\rho_{pakai} = 0,00386$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,00386 \times 1000 \times 75 = 289,916 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{289,916} = 270,9 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D10-250

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{4357399}{0,9 \cdot 1000 \cdot 65^2} = 1,145$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,058} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,058 \times 1,145}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0027$$

$$\rho_{pakai} = 0,0038$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 95 = 320,963 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 x 1000}{AS_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \pi x 10^2 x 1000}{320,963} = 320.96 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D10-300.

Tabel 4. 3 Rekapitulasi Penulangan Pelat

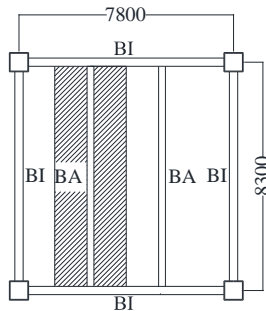
Pelat	Bentang	Penulangan	
		Arah X	Arah Y
Pelat 1	Lx = 390 cm	Ø10-200 mm	Ø10-300 mm
	Ly = 500 cm		
Pelat 2	Lx = 390 cm	Ø10-125 mm	Ø10-125 mm
	Ly = 415 cm		
Pelat 3	Lx = 415 cm	Ø10-175 mm	Ø10-250 mm
	Ly = 735 cm		
Pelat 4	Lx = 360 cm	Ø10-250 mm	Ø10-250 mm
	Ly = 415 cm		

#### 4.2.2 Perencanaan Balok Anak

Balok anak memiliki fungsi untuk menerima beban dari pelat lantai lalu meneruskan serta membagi beban yang dipikul ke balok induk. Balok anak direncanakan sebagai struktur sekunder, sehingga didalam perhitungan tidak menerima beban lateral yang diakibatkan oleh beban gempa.

##### 4.2.2.1 Perencanaan balok anak atap

Balok anak atap direncanakan dengan panjang 8,3 m. Balok anak atap yang direncanakan dapat dilihat pada gambar 4.6.



Gambar 4. 6 Balok Anak Atap yang Direncanakan

Balok anak yang terletak pada atap direncanakan menggunakan profil WF 350x250x8x12, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 69.2 \text{ kg/m}$	$r = 20 \text{ mm}$	$h = d - 2(t_f + r)$
$A = 88.15 \text{ cm}^2$	$Z_x = 1163 \text{ cm}^3$	$= 272 \text{ mm}$
$d = 336 \text{ mm}$	$Z_y = 377 \text{ cm}^3$	$S_x = 1100 \text{ cm}^3$
$b_f = 249 \text{ mm}$	$i_x = 14.5 \text{ cm}$	$S_y = 248 \text{ cm}^3$
$t_w = 8 \text{ mm}$	$i_y = 5.92 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 12 \text{ mm}$	$I_x = 18500 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 3090 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

#### 1. Perhitungan Pembebanan

Peraturan pembebanan pada struktur balok anak lantai atap ini menggunakan SNI 1727-2013.

##### • Beban Mati

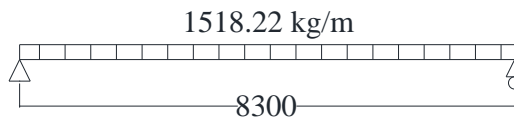
○ Berat pelat bondek	$= 10.1 \text{ kg/m}^2$
○ Berat beton (0.09x2400)	$= 216 \text{ kg/m}^2$
○ Berat aspal 2 cm (2x14)	$= 28 \text{ kg/m}^2$
○ Berat plafon + penggantung (11+7)	$= 18 \text{ kg/m}^2$
○ Berat MEP	$= 25 \text{ kg/m}^2 +$
Total	$= 297.1 \text{ kg/m}^2$

Berat perhitungan pelat lantai

$$\text{Total x lebar pelat} = 297.1 \times 2.6 = 772.46 \text{ kg/m}$$

Berat profil	$= 69.2 \text{ kg/m} +$
	$= 841.66 \text{ kg/m}$
Sambungan (10%)	$= 84.166 \text{ kg/m} +$
Total ( $q_D$ )	$= 925.826 \text{ kg/m}$

- Beban Hidup  
 Lantai atap ( $97,893 \times 2.6$ )  $= 254.5212 \text{ kg/m}$   
 Total ( $q_L$ )  $= 254.5212 \text{ kg/m}$
- Beban Berfaktor  
 $q_U = 1,2q_D + 1,6q_L = 1,2(925.826) + 1,6(254.5212)$   
 $= 1518.22 \text{ kg/m}$

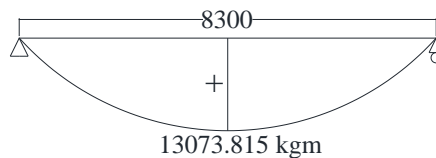


Gambar 4. 7 Pembebanan pada Balok Anak Atap

2. Gaya dalam pada balok anak atap

- Momen yang terjadi

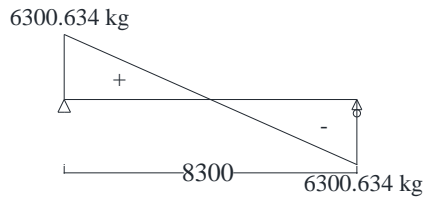
$$Mu = \frac{1}{8} x q_U x L^2 = \frac{1}{8} x 1518.22 x 8.3^2 = 13073.815 \text{ kgm}$$



Gambar 4. 8 Gaya Momen Balok Anak Atap

- Gaya geser yang terjadi

$$Vu = \frac{1}{2} x q_U x L = \frac{1}{2} x 1518.22 x 8.3 = 6300.634 \text{ kg}$$



Gambar 4. 9 Gaya Geser Balok Anak Atap

### 3. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{249}{2 \times 12} = 10.375$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (Penampang kompak)}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{272}{8} = 34$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (Penampang kompak)}$$

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 1163 \times 2500 = 2907500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1307381.5 \leq 0.9 \times 2907500$$

$$1307381.5 \text{ kgcm} \leq 2616750 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 830 \text{ cm}$$

$$L_p = 294.699 \text{ cm}$$

$$L_r = 868.078 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \text{ (Bentang menengah)}$$

$$M_{maks} = 13073.82 \text{ kgm}$$

$$M_A = 9805.362 \text{ kgm}$$

$$M_B = 13073.82 \text{ kgm}$$

$$M_C = 9805.362 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2.3$$

$$= \frac{12,5 \times 13073.82}{2,5 \times 13073.82 + 3 \times 9805.362 + 4 \times 13073.82 + 3 \times 9805.362}$$

$$= 1.14 \leq 2.3$$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$= 1.14 \left[ 2907500 - (2907500 - 0,7 \times 2500 \times 1100) \left( \frac{830 - 294.699}{868.078 - 294.699} \right) \right] < 2907500$$

$$= 2261645 < 2907500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1307381.5 \leq 0.9 \times 2261645$$

$$1307381.5 \text{ kgcm} \leq 2035481 \text{ kgcm (OK)}$$

4. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{272}{8} = 34$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.356$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times 27.2 \times 0.8 \times 1$$

$$= 35520 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u \leq 1 V_n$$

$$6300.634 \text{ kg} \leq 32640 \text{ kg (OK)}$$

5. Kontrol lendutan

$$L = 830 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{830}{360} = 2.305 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(11.803) \times 830^4}{2000000 \times 18500} = 1.97 \text{ cm}$$

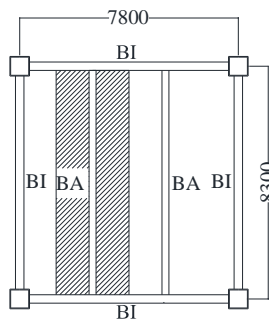
$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1.97 \text{ cm} < 2.305 \text{ cm (OK)}$$

Tabel 4. 4 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Atap

Kode Gambar	Bentang		Profil yang digunakan
	Panjang Balok	Jarak Antar Balok	
	(m)	(m)	
BA 1	8,3	2,6	WF 350x250x8x12
BA 2	7,8	2,5	WF 350x250x8x12
BA 3	7,4	2,45	WF 350x250x8x12

#### 4.2.2.2 Perencanaan balok anak lantai

Balok anak lantai direncanakan dengan panjang 8,3 m. Balok lantai atap yang direncanakan dapat dilihat pada gambar 4.10.



Gambar 4. 10 Balok Anak Lantai yang Direncanakan

Balok anak yang terletak pada atap direncanakan menggunakan profil WF 350x250x9x14, dengan data – data sebagai berikut:

$$W = 79.7 \text{ kg/m}$$

$$A = 101.5 \text{ cm}^2$$

$$d = 340 \text{ mm}$$

$$b_f = 250 \text{ mm}$$

$$t_w = 9 \text{ mm}$$

$$t_f = 14 \text{ mm}$$

$$r = 20 \text{ mm}$$

$$Z_x = 1360 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 444 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 14.6 \text{ cm}$$

$$i_y = 6 \text{ cm}$$

$$I_x = 21700 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 3650 \text{ cm}^4$$

$$h = d - 2(t_f + r)$$

$$= 272 \text{ mm}$$

$$S_x = 1280 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 292 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

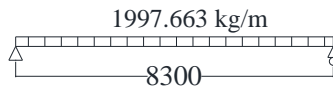
$$E = 200000 \text{ Mpa}$$



## 1. Perhitungan Pembebanan

Peraturan pembebanan pada struktur balok anak lantai apartemen ini menggunakan SNI 1727-2013.

- **Beban Mati**
  - Berat pelat bondek  $= 10.1 \text{ kg/m}^2$
  - Berat beton (0.9x2400)  $= 216 \text{ kg/m}^2$
  - Berat spesi 1 cm  $= 21 \text{ kg/m}^2$
  - Berat keramik  $= 24 \text{ kg/m}^2$
  - Berat plafon + penggantung (11+7)  $= 18 \text{ kg/m}^2$
  - Berat MEP  $= 25 \text{ kg/m}^2 +$
  - Total  $= 314.1 \text{ kg/m}^2$
  - Total x lebar pelat = 314.1 x 2.6  $= 816.66 \text{ kg/m}$
  - Berat profil  $= 79.7 \text{ kg/m} +$
  - $= 896.36 \text{ kg/m}$
  - Sambungan (10%)  $= 89.636 \text{ kg/m} +$
  - Total ( $q_D$ )  $= 985.996 \text{ kg/m}$
- **Beban Hidup**
  - Lantai apartemen (195.785x2.6)  $= 509.0423 \text{ kg/m}$
  - Total ( $q_L$ )  $= 509.0423 \text{ kg/m}$
- **Beban Berfaktor**
  - $q_U = 1,2q_D + 1,6q_L = 1,2(985.996) + 1,6(509.0423)$
  - $= 1997.663 \text{ kg/m}$

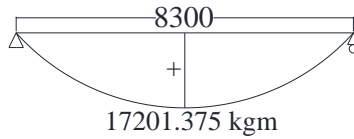


Gambar 4. 11 Pembebanan pada Balok Anak Lantai

## 2. Gaya dalam pada balok anak lantai

- **Momen yang terjadi**

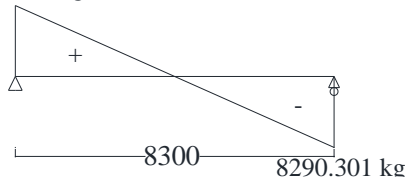
$$Mu = \frac{1}{8} x q_U x L^2 = \frac{1}{8} x 1997.663 x 8.3^2 = 17201.375 \text{ kgm}$$



Gambar 4. 12 Gaya Momen Balok Anak Atap

- Gaya geser yang terjadi

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 1997.663 \times 8.3 = 8290.301 \text{ kg}$$



Gambar 4. 13 Gaya Geser Balok Anak Atap

3. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{250}{2 \times 14} = 8.928$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (Penampang kompak)}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{272}{9} = 30.222$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (Penampang kompak)}$$

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 1360 \times 2500 = 3400000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1720137.5 \leq 0.9 \times 3400000$$

$$17201.375 \text{ kgcm} \leq 3060000 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 830 \text{ cm}$$

$$L_p = 298.682 \text{ cm}$$

$$L_r = 936.253 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \text{ (Bentang menengah)}$$

$$M_{maks} = 17202.37 \text{ kgm}$$

$$M_A = 12901.78 \text{ kgm}$$

$$M_B = 17202.37 \text{ kgm}$$

$$M_C = 12901.78 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2.3$$

$$= \frac{12,5 \times 17202.37}{2,5 \times 17202.37 + 3 \times 12901.78 + 4 \times 17202.37 + 3 \times 12901.78}$$

$$= 1.14 \leq 2.3$$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$= 1.14 \left[ 3400000 - (3400000 - 0,7 \times 2500 \times 1100) \left( \frac{830 - 298.682}{936.253 - 298.682} \right) \right] < 3400000$$

$$= 2765133 < 3400000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1307381.5 \leq 0.9 \times 2765133$$

$$1307381.5 \text{ kgcm} \leq 2488620 \text{ kgcm (OK)}$$

4. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{272}{9} = 30.222$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.356$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times 27.2 \times 0.9 \times 1$$

$$= 36729 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u \leq 1 V_n$$

$$8290.301 \text{ kg} \leq 36720 \text{ kg (OK)}$$

#### 5. Kontrol lendutan

$$L = 830 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{830}{360} = 2.305 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(14.95) \times 830^4}{2000000 \times 21700} = 2.1287 \text{ cm}$$

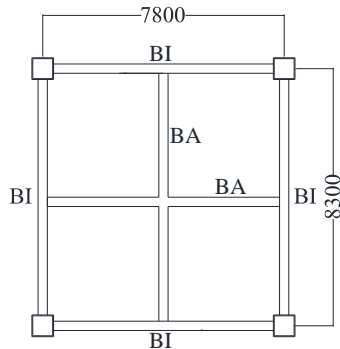
$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 2.1287 \text{ cm} < 2.305 \text{ cm (OK)}$$

Tabel 4. 5 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lantai

Kode Gambar	Bentang		Profil yang digunakan
	Panjang Balok	Jarak Antar Balok	
	(m)	(m)	
BA 1	8,3	2,6	WF 350x250x9x14
BA 2	7,8	2,5	WF 350x250x9x14
BA 3	7,4	2,45	WF 350x250x9x14

#### 4.2.2.3 Perencanaan balok anak beton

Konfigurasi balok anak yang direncanakan berjenis grid dengan bentang 7,8 m dan 8,3 m.

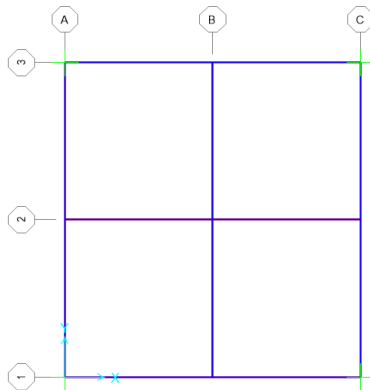


Gambar 4. 14 Balok Anak yang Direncanakan

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ini menggunakan SNI 1727-2013.

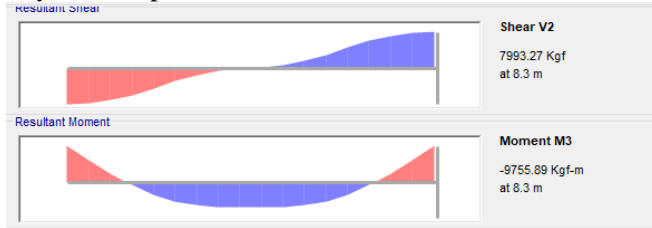
- **Beban Mati**
  - Berat pelat (0.12x2400) = 288 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat spesi 1 cm = 21 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat keramik = 24 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat plafon + penggantung (11+7) = 18 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat MEP = 25 kg/m<sup>2</sup> +
  - Total = 376 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat sendiri balok (0,3x0,4x2400) = 288 kg/m
- **Beban Hidup**
  - Lantai = 195,785 kg/ m<sup>2</sup>
  - Total (q<sub>L</sub>) = 195,785 kg/ m<sup>2</sup>

Dikarenakan konfigurasi balok anak yang ditinjau berjenis grid sehingga analisa menggunakan program bantu software SAP2000.



Gambar 4. 15 Gambar Permodelan Balok Anak pada SAP2000

- Gaya dalam pada balok anak



Gambar 4. 16 Hasil Gaya Dalam Balok Anak

Mu tumpuan = -9755,89 kgm

Mu lapangan = 6816,14 kgm

$V_u = 7993,27$  kg

Data-data perencanaan balok anak beton:

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan longitudinal = 22 mm,  $A_s = 3,801$  cm<sup>2</sup>

Diameter tulangan sengkang = 13 mm,  $A_s = 1,327$  cm<sup>2</sup>

$b = 300$  mm

$h = 400$  mm

Selimut beton = 40 mm

$d = h - \text{selimut beton} - 0,5 \text{ tulangan longitudinal} - \text{tulangan sengkang}$

$d = 400 - 40 - (0,5 \times 22) - 13 = 336$  mm

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 400}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0363$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0363 = 0.0273$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.0038

$$m = \frac{fy}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.352$$

- Perhitungan tulangan negatif tumpuan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{97558900}{0.9 \cdot 300 \cdot 336^2} = 3.2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 3.2}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.008$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0.008 \times 300 \times 336 = 808,15 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{Sperlu}}{A_s} = \frac{808,15}{380,1327} = 2,12 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 3D22

- Perhitungan tulangan positif tumpuan

$$A_{smin} = \frac{1}{2} A_s = \frac{808,15}{2} = 404,0754 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{Sperlu}}{A_s} = \frac{404,0754}{380,1327} = 1,06 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 2D22

- Perhitungan tulangan positif lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{68161400}{0.9 \cdot 300 \cdot 336^2} = 2.236$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 2.236}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0055$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0.0055 \times 300 \times 336 = 555,584 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{Sperlu}}{A_s} = \frac{555,584}{380,13} = 1,46 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 3D22

- Perhitungan tulangan negatif lapangan

$$A_{smin} = \frac{1}{2} A_s = \frac{555,584}{2} = 277,792 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{sperlu}}{A_s} = \frac{277,792}{380,13} = 0,73 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 2D22

- Perhitungan tulangan geser

$$V_u = 7993,27 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b d = \frac{1}{3} \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 336 = 212505,1 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d = \frac{1}{6} \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 336 = 106252,5 \text{ N}$$

$$\phi(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b d) = 0,6 \left( 10767,56 + \frac{(\frac{2}{3} \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 336)}{10} \right)$$

$$\phi \left( V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b d \right) = 31875,76 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi \left( V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b d \right) \text{ (OK)}$$

$$\phi(V_c) = 0,6(10625,25) = 6375,152 \text{ kg}$$

$$\phi(V_c + V_s) = 0,6(10625,25 + 21250,51) = 19125,46 \text{ kg}$$

$$\phi(V_c) < V < \phi(V_c + V_s) \rightarrow \text{memenuhi kategori 3}$$

$$\text{Syarat } S_{maks} < d/2 = 336/2 = 168 \text{ mm}$$

$$A_v = 2 \times 132,73 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{265,46 \cdot 420 \cdot 336}{212505,1} = 176,29 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang 2D13-150 mm



Tabel 4. 6 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak

Tipe Balok	Tumpuan		Lapangan		Sengkang
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	
BA 1	3D22	2D22	2D22	3D22	2D13-150
BA 2	3D22	2D22	2D22	3D22	2D13-150
BA 4	4D22	2D22	3D22	2D22	2D13-150

#### 4.2.3 Perencanaan Balok *Lift*

Balok *lift* yang direncanakan merupakan balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift* dan beban yang terjadi pada *lift* yang terdiri dari balok penggantung dan balok penumpang *lift*.

##### 4.2.3.1 Spesifikasi *lift*

*Lift* yang digunakan dalam perencanaan ini adalah *lift* yang diproduksi oleh sigma elevator company dengan data sebagai berikut:

Tipe lift = General type duplex (standard)

Merek = Sigma

Kapasitas = 17 orang (1150 kg)

Lebar pintu = 1000 mm

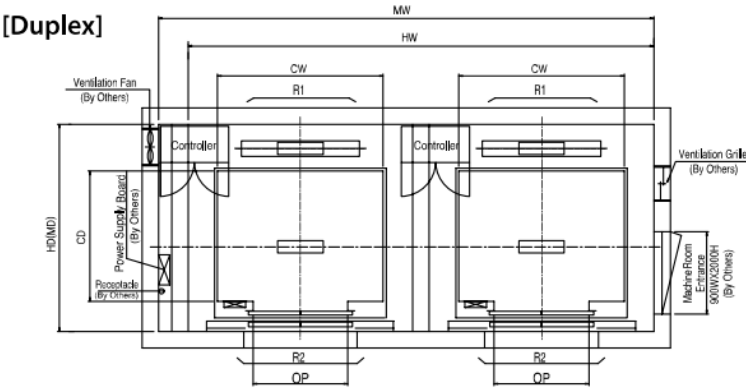
*Car size* = 1800x1500 mm<sup>2</sup>

*Hostway size* = 4850x2200 mm<sup>2</sup>

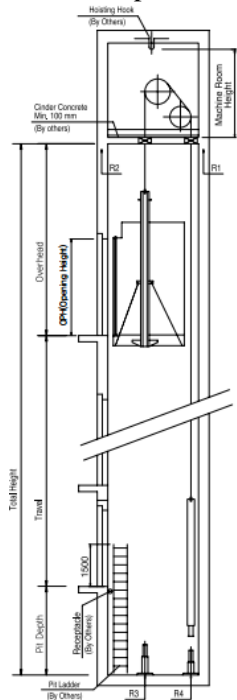
Beban reaksi ruang mesin =

R1 = 8000 kg

R2 = 5200 kg



Gambar 4. 17 Spesifikasi Lift



Gambar 4. 18 Potongan Lift

#### 4.2.3.2 Perencanaan balok penggantung *lift*

Balok penggantung *lift* direncanakan menggunakan profil WF 350x250x9x14, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 79.7 \text{ kg/m}$	$r = 20 \text{ mm}$	$h = d - 2(t_f + r)$
$A = 101.5 \text{ cm}^2$	$Z_x = 1360 \text{ cm}^3$	$= 272 \text{ mm}$
$d = 340 \text{ mm}$	$Z_y = 444 \text{ cm}^3$	$S_x = 1280 \text{ cm}^3$
$b_f = 250 \text{ mm}$	$i_x = 14.6 \text{ cm}$	$S_y = 292 \text{ cm}^3$
$t_w = 9 \text{ mm}$	$i_y = 6 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 14 \text{ mm}$	$I_x = 21700 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 3650 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

##### 1. Perhitungan pembebanan

- Beban merata

- Beban mati

Berat profil balok penggantung *lift* =  $79.7 \text{ kg/m}$

Berat sambungan (10%) =  $7.97 \text{ kg/m} +$

Total ( $q_D$ ) =  $87.67 \text{ kg/m}$

- Beban berfaktor

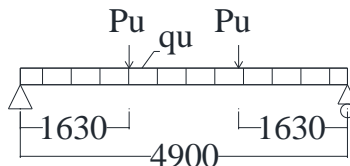
$q_U = 1.4q_D = 1.4 \times 87.67 = 122.738 \text{ kg/m}$

- Beban terpusat

Pada pasal 4.6 SNI 1727:2013 tentang beban minimum untuk perancangan gedung dan struktur lain menyatakan bahwa semua beban mesin harus ditingkatkan 50% untuk unit mesin yang bergerak maju mundur atau unit tenaga driven.

$PU_1 = R_1 \cdot (1 + 50\%) = 8000 (1 + 0.5) = 12000 \text{ kg}$

$PU_2 = R_2 \cdot (1 + 50\%) = 5200 (1 + 0.5) = 7800 \text{ kg}$



Gambar 4. 19 Pembebanan Balok Penggantung *Lift*

2. Gaya dalam pada balok penggantung

- Momen yang terjadi

$$Mu = \frac{1}{8} x q_U x L^2 + P x a =$$

$$Mu = \frac{1}{8} x 122.738 x 4.9^2 + 12000 x 1.63 = 19968.37 \text{ kgm}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$Vu = \frac{1}{2} x q_U x L + P =$$

$$Vu = \frac{1}{2} x 122.738 x 4.9 + 12000 = 12300.708 \text{ kg}$$

3. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{250}{28} = 8.928$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (Penampang kompak)}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{272}{9} = 30.222$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (Penampang kompak)}$$

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 1360 \times 2500 = 3400000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1996837 \leq 0.9 \times 3400000$$

$$1996837 \text{ kgcm} \leq 3060000 \text{ kgcm} \text{ (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 490 \text{ cm}$$

$$L_p = 298.682 \text{ cm}$$

$$L_r = 936.253 \text{ cm}$$

$L_p < L_b < L_r$  (Bentang Menengah)

$$M_{maks} = 19968,37 \text{ kgm}$$

$$M_A = 14976,28 \text{ kgm}$$

$$M_B = 19968,37 \text{ kgm}$$

$$M_C = 14976,28 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3$$

$$= \frac{12,5 \times 19968,37}{2,5 \times 19968,37 + 3 \times 14976,28 + 4 \times 19968,37 + 3 \times 14976,28}$$

$$= 1,31 \leq 2,3$$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$= 1,31 \left[ 3400000 - (3400000 - 0,7 \times 2500 \times 1280) \left( \frac{490 - 298,682}{936,253 - 298,682} \right) \right] < 3400000$$

$3468085 \text{ kgcm} \geq 3400000 \text{ kgcm}$  (Tidak OK), maka

$$M_n = M_p$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1996837 \leq 0,9 \times 3400000$$

$$1996837 \text{ kgcm} \leq 3060000 \text{ kgcm} \text{ (OK)}$$

4. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{272}{9} = 30,222$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,356$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times 27,2 \times 0,9 \times 1$$

$$= 36720 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u \leq 1 V_n$$

$$6300,708 \text{ kg} \leq 36720 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

5. Kontrol lendutan

$$L = 490 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 f_{ijin} &= \frac{L}{360} = \frac{490}{360} = 1.361 \text{ cm} \\
 f^0 &= \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(q_D) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right] + \left[ \frac{23PL^3}{648 \cdot E \cdot I_x} \right] = \\
 &= \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(0.8767) \cdot 490^4}{2000000 \cdot 21700} \right] + \left[ \frac{23 \cdot 12000 \cdot 490^3}{648 \cdot 2000000 \cdot 21700} \right] = 1.169 \text{ cm} \\
 f^0 &< f_{ijin} \rightarrow 1.169 \text{ cm} < 1.361 \text{ cm} \rightarrow (\text{OK})
 \end{aligned}$$

#### 4.2.4 Perencanaan Tangga

Tangga merupakan bagian dari struktur bertingkat sebagai penunjang antara struktur bangunan lantai dasar dengan struktur bangunan yang ada di atasnya. Pada perencanaan ini, struktur tangga menggunakan konstruksi dari baja dengan menggunakan bondek.

##### 4.2.4.1 Tangga lantai apartemen

- Tinggi antar lantai ( $h$ ) = 4000 mm
- Panjang bordes = 2175 mm
- Panjang tangga = 3900 mm
- Lebar tangga = 1350 mm
- Lebar injakan ( $i$ ) = 300 mm
- Tinggi injakan ( $t$ ) = 155 mm
- Perhitungan jumlah injakan tangga

$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{h/2}{t} = \frac{4000/2}{155} = 12.9 \approx 13$$

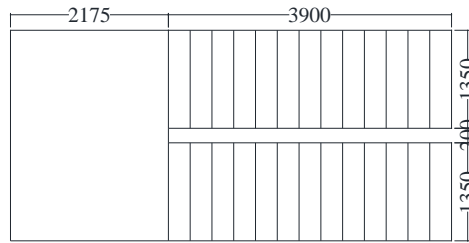
$$\text{Jumlah injakan} = \text{jumlah tanjakan} - 1 = 13 - 1 = 12$$

- $60 \text{ cm} \leq (2(15.5) + 30) \leq 65 \text{ cm}$   
 $60 \text{ cm} \leq 60.4 \leq 65 \text{ cm} (\text{OK})$
- $25^\circ < \alpha < 40^\circ$

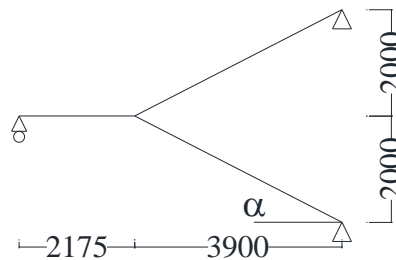
$$25^\circ < \arctan\left(\frac{\frac{h}{2}}{\text{panjang tangga}}\right) < 40^\circ$$

$$25^\circ < \arctan\left(\frac{\frac{4000}{2}}{3900}\right) < 40^\circ$$

$$25^\circ < 27.15^\circ < 40^\circ (\text{OK})$$



Gambar 4. 20 Sketsa Denah Tangga



Gambar 4. 21 Sketsa Potongan Tangga

#### 4.2.4.2 Perencanaan pelat anak tangga

Berat jenis baja =  $7850 \text{ kg/m}^3$

Mutu baja BJ 41  $f_y = 2500 \text{ kg/m}^2$

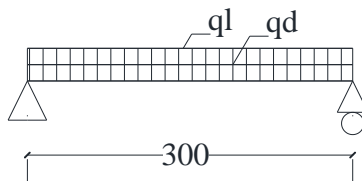


Gambar 4. 22 Pelat Anak Tangga

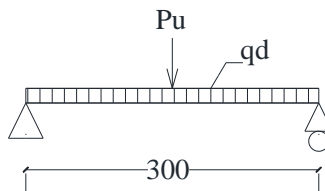
##### 1. Perencanaan tebal pelat anak tangga

Direncanakan, anak tangga menggunakan pelat baja tebal 4 mm. Peraturan pembebanan pada struktur pelat anak tangga ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban mati =  
 Berat pelat =  $0,004 \times 1,35 \times 7850 = 42,39 \text{ kg/m}^2$   
 Sambungan = (10% Berat Pelat) =  $4,239 \text{ kg/m}^2 +$   
 Total ( $q_D$ ) =  $46,629 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup  
 Tangga dan jalan keluar =  $488,44 \text{ kg/m}^2$   
 Beban hidup per meter =  $488,44 \times 1,35 = 659,4 \text{ kg/m}$   
 Beban hidup terpusat,  $P = 1,33 \text{ kN} = 135,6 \text{ kg}$



Gambar 4. 23 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata



Gambar 4. 24 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat

- Perhitungan gaya dalam  
 $M_D = \frac{1}{8} \times q_D \times L^2 = \frac{1}{8} \times 46,629 \times 0,3^2 = 0,524 \text{ kg.m}$   
 $M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 659,4 \times 0,3^2 = 7,418 \text{ kg.m}$   
 $M_{LP} = \frac{1}{4} \times P \times L = \frac{1}{4} \times 135,6 \times 0,3 = 10,171 \text{ kg.m}$



Maka, yang menentukan :

$$M_D = 0,524 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = 10,171 \text{ kg.m}$$

- Kombinasi Pembebanan

$$M_u = 1,2M_D + 1,6M_{LP} = 1,2 \times 0,524 + 1,6 \times 10,171 = 16,904 \text{ kg.m}$$

- Kontrol Momen Lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 135 \times 0,4^2 = 5,4 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x F_y = 5,4 \times 2500 = 13500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$M_u \leq 0,9 M_n$$

$$16,904 \text{ kgm} \leq 0,9(135)$$

$$16,904 \text{ kgcm} \leq 121,5 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{30}{240} = 0,125 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 135 \times 0,4^3 = 0,72 \text{ cm}^4$$

$$f^0 = \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(q_D) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right] + \left[ \frac{1}{48} \times \frac{P \cdot L^3}{E \cdot I_x} \right] =$$

$$f^0 = \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(0,504) \cdot 30^4}{2000000 \cdot 0,72} \right] + \left[ \frac{1}{48} \times \frac{135,62 \cdot 30^3}{2000000 \cdot 0,72} \right] =$$

$$f^0 = 0,0034 + 0,053 = 0,056 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,0564 < 0,125 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

2. Perencanaan pengaku pelat anak tangga

Pengaku pelat anak tangga direncanakan dengan profil siku sama kaki L 50x50x7, dengan data sebagai berikut:

$$W = 5.15 \text{ kg/m}$$

$$r = 7 \text{ mm}$$

$$e = 1.49 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ mm}$$

$$A = 6.56 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$d = 7 \text{ mm}$$

$$I_x = I_y = 14.6 \text{ cm}^4$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

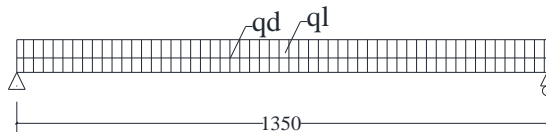
$$i_x = i_y = 1.49 \text{ cm}$$

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

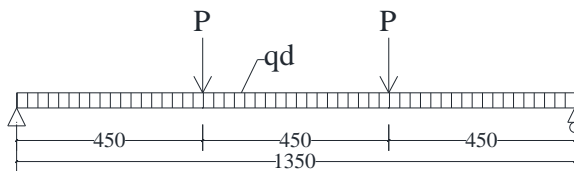
- Perhitungan pembebanan
  - Beban mati (1/2 lebar injakan):
 

Berat pelat = $0,004 \times 0,15 \times 7850$	= 4,71 kg/m
Berat profil siku sendiri	= <u>5.15 kg/m</u> +
	= 9.86 kg/m
Berat sambungan (10%)	= 0.986 kg/m
Total	$q_D = 10.846 \text{ kg/m}$
  - Beban hidup (1/2 lebar injakan):
 

Tangga dan jalan keluar ( $488,444 \times 0.15$ )	= 73.266 kg/m
Beban terpusat (SNI 1727:2013 4.5.4)	= 135,62 kg



Gambar 4. 25 Pembebanan Pengaku Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata



Gambar 4. 26 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat

- Perhitungan gaya dalam
 
$$M_D = \frac{1}{8} x q_D x L^2 = \frac{1}{8} x 10,846 x 1.35^2 = 2,47 \text{ kgm}$$

$$M_L = \frac{1}{8} x q_L x L^2 = \frac{1}{8} x 73.266 x 1.35^2 = 16.691 \text{ kgm}$$

$$M_{LP} = \frac{1}{3} x P x L = \frac{1}{3} x 135.62 x 1.35 = 61.03 \text{ kgm (Menentukan)}$$

$$V_D = \frac{1}{2} x q_D x L = \frac{1}{2} x 2,47 x 1,35 = 7,32 \text{ kg}$$

$$V_L = P = 135.62 \text{ kg}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L = 1,2(2,47) + 1,6(61.03) = 100,611 \text{ kgm}$$

$$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L = 1,2(7,32) + 1,6(135.62) = 225.777 \text{ kg}$$

- Kontrol kuat momen lentur

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50}{7} = 7.142$$

$$\lambda_p = 0,54 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,54 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15.273$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (Penampang kompak)}$$

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$Z_x = (b - e) \times d \times \frac{b - e}{2} + e \times d \times \frac{e}{2} + (b - d) \times d \times \left( e - \frac{d}{2} \right)$$

$$Z_x = (50 - 14.9) \times 7 \times \frac{50 - 14.9}{2} + 14.9 \times 7 \times \frac{14.9}{2} + (50 - 7) \times 7 \times \left( 14.9 - \frac{7}{2} \right)$$

$$Z_x = 8520.47 \text{ mm}^3 = 8.52047 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x F_y = 8.52047 \times 2500 = 21301.18 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$M_u \leq 0.9 M_n$$

$$10061,15 \leq 0.9(21301.18)$$

$$10061,15 \text{ kgcm} \leq 19171.0575 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol kuat geser

Untuk profil siku tunggal, nilai  $K_v = 1,2$  (SNI 1729:2015 Pasal G4)

$$b - d \leq 1,1 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$50 - 7 \leq 1,1 \sqrt{1,2 \frac{200000}{250}}$$

$$6.143 \leq 34.082$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times 5 \times 0.7 \times 1 = 5250 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u \leq 0.9V_n$$

$$225,777 \leq 0.9(5250)$$

$$225,777 \text{ kg} \leq 4725 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 135 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{135}{240} = 0.5625 \text{ cm}$$

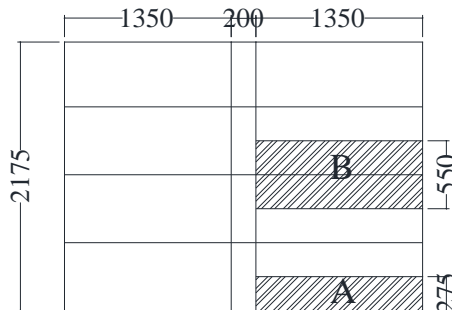
$$f^0 = \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(q_D) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right] + \left[ \frac{23}{684} \times \frac{P \cdot L^3}{E \cdot I_x} \right] =$$

$$f^0 = \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(0,108) \cdot 135^4}{2000000 \cdot 14,6} \right] + \left[ \frac{23}{684} \times \frac{135,62 \cdot 135^3}{2000000 \cdot 14,6} \right] =$$

$$f^0 = 0.016 + 0.38425 = 0.4 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.4 < 0.5625 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

#### 4.2.4.3 Perencanaan bordes



Gambar 4. 27 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes

1. Perencanaan tebal pelat bordes

Direncanakan, anak tangga menggunakan pelat baja tebal 6 mm. Peraturan pembebanan pada struktur pelat anak tangga ini menggunakan SNI 1727-2013

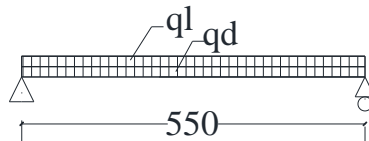
- Beban mati =

$$\text{Berat pelat} = 0,006 \times 1,35 \times 7850 = 63,585 \text{ kg/m}^2$$

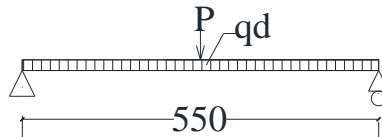
$$\text{Sambungan} = (10\% \text{ Berat Pelat}) = 6,358 \text{ kg/m}^2 +$$

$$\text{Total } (q_D) = 69,943 \text{ kg/m}^2$$

- Beban hidup  
Tangga dan jalan keluar  $= 488,44 \text{ kg/m}^2$   
Beban hidup per meter  $= 488,44 \times 1,35 = 659,4 \text{ kg/m}$   
Beban hidup terpusat,  $P = 1,33 \text{ kN} = 135,6 \text{ kg}$



Gambar 4. 28 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terbagi Merata



Gambar 4. 29 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terpusat

- Perhitungan gaya dalam

$$M_D = \frac{1}{8} \times q_D \times L^2 = \frac{1}{8} \times 69,943 \times 0,55^2 = 2,644 \text{ kg.m}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 659,4 \times 0,55^2 = 24,93 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = \frac{1}{4} \times P \times L = \frac{1}{4} \times 135,6 \times 0,55 = 18,648 \text{ kg.m}$$

Maka, yang menentukan

$$M_D = 2,644 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = 24,93 \text{ kg.m}$$

- Kombinasi Pembebanan

$$M_u = 1,2M_D + 1,6M_{LP} = 1,2 \times 2,644 + 1,6 \times 24,933 = 43,067 \text{ kg.m}$$

- Kontrol Momen Lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 135 \times 0,6^2 = 12,15 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x F_y = 12,15 \times 2500 = 30375 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$M_u \leq 0.9 M_n$$

$$43,067 \text{ kgm} \leq 0.9(303,75)$$

$$43,067 \text{ kgcm} \leq 273,375 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{55}{240} = 0,229 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 135 \times 0,6^3 = 2,43 \text{ cm}^4$$

$$f^0 = \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right] = \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(7,293) \cdot 55^4}{2000000 \cdot 2,43} \right]$$

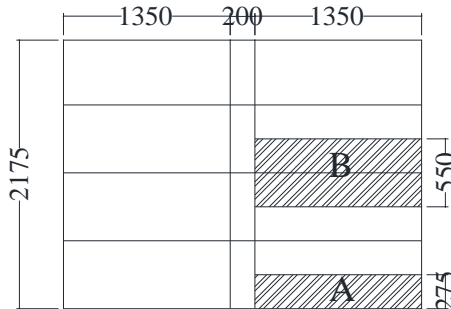
$$f^0 = 0,178 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,178 < 0.229 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

## 2. Perencanaan balok bordes

Balok bordes direncanakan menggunakan profil WF 100x50x5x7, dengan data – data sebagai berikut:

W = 9.3 kg/m	r = 8 mm	h = d-2(t <sub>f</sub> +r)
A = 11.85 cm <sup>2</sup>	Z <sub>x</sub> = 42 cm <sup>3</sup>	= 76 mm
d = 100 mm	Z <sub>y</sub> = 9 cm <sup>3</sup>	S <sub>x</sub> = 37.5 cm <sup>3</sup>
b <sub>f</sub> = 50 mm	i <sub>x</sub> = 3.98 cm	S <sub>y</sub> = 5.91 cm <sup>3</sup>
t <sub>w</sub> = 5 mm	i <sub>y</sub> = 1.12 cm	f <sub>y</sub> = 250 Mpa
t <sub>f</sub> = 7 mm	I <sub>x</sub> = 187 cm <sup>4</sup>	f <sub>u</sub> = 410 Mpa
	I <sub>y</sub> = 14.8 cm <sup>4</sup>	E = 200000 Mpa



Gambar 4. 30 Balok Bordes Tangga

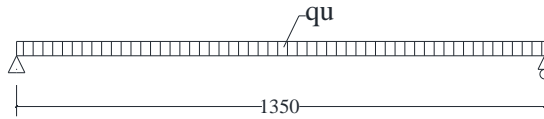
- Perhitungan pembebanan
  - Beban Mati (A)
 

Berat pelat = $0.006 \times 7850$	$= 47,1 \text{ kg/m}^2$
Pelat x lebar pelat = $47.1 \times 0.55\text{m}$	$= 25,905 \text{ kg/m}$
Berat profil	$= 9.3 \text{ kg/m} +$
	$= 35,205 \text{ kg/m}$
Sambungan (10%)	$= 3,52 \text{ kg/m} +$
Total ( $q_{DA}$ )	$= 38,7255 \text{ kg/m}$
  - Beban Mati (B)
 

Berat pelat = $0.006 \times 7850$	$= 47,1 \text{ kg/m}^2$
Pelat x lebar pelat = $47.1 \times 0.275\text{m}$	$= 12,9525 \text{ kg/m}$
Berat profil	$= 9.3 \text{ kg/m} +$
	$= 22,252 \text{ kg/m}$
Sambungan (10%)	$= 2,225 \text{ kg/m} +$
Total ( $q_{DB}$ )	$= 24,477 \text{ kg/m}$
  - Beban hidup
 

Tangga dan jalan keluar ( $488,444 \times 0.55$ )	$= 268,644 \text{ kg/m}$
---	--------------------------
  - Beban Berfaktor
 

$q_U = 1,2q_{DA} + 1,6q_L = 1.2 \times 38,7255 + 1.6 \times 268,644$	
$= 46,47 + 429,831 = 476,3 \text{ kg/m}$	



Gambar 4. 31 Pembebanan Pada Balok Bordes

- Gaya dalam pada balok anak lantai
  - Momen yang terjadi
 
$$Mu = \frac{1}{8} x q_u x L^2 = \frac{1}{8} x 476,3 x 1,35^2 = 108,507 \text{ kgm}$$
  - Gaya geser yang terjadi
 
$$Vu = \frac{1}{2} x q_u x L = \frac{1}{2} x 476,3 x 1,35 = 321,503 \text{ kg}$$
- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
  - Pelat sayap
 
$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{50}{2 \times 7} = 3.571$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (Penampang kompak)}$$
  - Pelat badan
 
$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{76}{5} = 15.2$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (Penampang kompak)}$$

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$   
 $M_n = Z_x F_y = 42 \times 2500 = 105000 \text{ kgcm}$   
 $M_u \leq \phi_b M_n$   
 $M_u \leq 0.9 \times 105000$   
 $10850,74 \leq 94500 \text{ kgcm (OK)}$
- Kontrol Tekuk Lateral
  - $L_b = 135 \text{ cm}$
  - $L_p = 55.754 \text{ cm}$
  - $L_r = 286.927 \text{ cm}$



$$L_p < L_b < L_r \text{ (Bentang Menengah)}$$

$$M_{maks} = 108,507 \text{ kgm}$$

$$M_A = 81,38 \text{ kgm}$$

$$M_B = 108,507 \text{ kgm}$$

$$M_C = 81,38 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3$$

$$= \frac{12,5 \times 108,507}{2,5 \times 108,507 + 3 \times 81,38 + 4 \times 108,507 + 3 \times 81,38}$$

$$= 1,14 \leq 2,3$$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$= 1,14 \left[ 105000 - (105000 - 0,7 \times 2500 \times 37,5) \left( \frac{135 - 55,754}{286,927 - 55,754} \right) \right] < 105000$$

$$103979,85 < 105000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$M_u \leq 0,9 \times 103979,85$$

$$10850,74 \leq 93581,864 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{76}{5} = 15,2$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,356$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times 7,6 \times 0,5 \times 1$$

$$= 5700 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u \leq 1 \times 5700$$

$$321,503 \leq 5700 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 135 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{135}{240} = 0.375 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{3,0737 \times 135^4}{2000000 \times 187} = 0.0355 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.0355 \text{ cm} < 0.375 \text{ cm} \rightarrow (\text{OK})$$

#### 4.2.4.4 Perencanaan balok utama tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 250x125x5x8 dengan data-data sebagai berikut:

W = 25.7 kg/m	r = 12 mm	h = d - 2(t <sub>f</sub> + r)
A = 32.68 cm <sup>2</sup>	Z <sub>x</sub> = 305 cm <sup>3</sup>	= 208 mm
d = 248 mm	Z <sub>y</sub> = 63 cm <sup>3</sup>	S <sub>x</sub> = 285 cm <sup>3</sup>
b <sub>f</sub> = 124 mm	i <sub>x</sub> = 10.4 cm	S <sub>y</sub> = 41.1 cm <sup>3</sup>
t <sub>w</sub> = 5 mm	i <sub>y</sub> = 2.79 cm	f <sub>y</sub> = 250 Mpa
t <sub>f</sub> = 8 mm	I <sub>x</sub> = 3540 cm <sup>4</sup>	f <sub>u</sub> = 410 Mpa
	I <sub>y</sub> = 255 cm <sup>4</sup>	E = 200000 Mpa

- Perhitungan pembebanan
  - Bidang miring
  - Beban mati
 

Berat pelat bondek (0.004x7850x1.35/2)	= 21,195 kg/m
<i>Hand rail</i>	= 20 kg/m
Berat profil siku (2x5.15/0.3x 1.35/2)	= 23.175 kg/m
Berat profil balok utama (25.7/cos(27.15°))	= 28.88 kg/m +
	= 93,252 kg/m
Sambungan (10%)	= 9,325 kg/m +
Total (q <sub>D1</sub> )	= 102,577 kg/m
  - Beban hidup (q<sub>L1</sub>)
 

Tangga dan jalan keluar (488,444x 1.35/2)	= 329.6997 kg/m
---	-----------------
  - Beban Berfaktor
 
$$q_{U1} = 1,2q_{D1} + 1,6q_{L1}$$

$$= 123,093 + 527.5195$$

$$= 650,613 \text{ kg/m}$$

- Bidang horizontal

- Beban mati

*Hand rail*

$$= 20 \text{ kg/m}$$

Berat profil balok utama (berat)

$$= 25.7 \text{ kg/m} +$$

$$= 45.7 \text{ kg/m}$$

Sambungan (10%)

$$= 4.57 \text{ kg/m} +$$

Total ( $q_{D2}$ )

$$= 50.27 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup ( $q_{L2}$ )

$$\text{Tangga dan jalan keluar } (488,444 \times 1.35/2) = 329.6997 \text{ kg/m}$$

- Beban Berfaktor

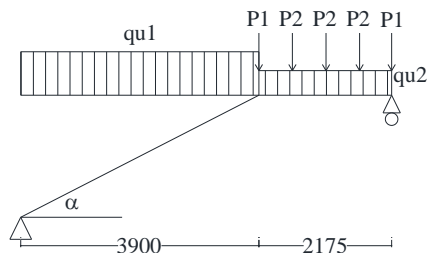
$$q_{U2} = 1,2q_{D2} + 1,6q_{L2}$$

$$= 60.324 + 527.5195$$

$$= 587.8435 \text{ kg/m}$$

$$P1 = 0.5 \times 1,2q_{DB} \times 1.35 = 0.5 \times 1,2 \times 24,477 \times 1.35 = 19,827 \text{ kg}$$

$$P2 = 0.5 \times 1,2q_{DA} \times 1.35 = 0.5 \times 1,2 \times 38,725 \times 1.35 = 31,3677 \text{ kg}$$



Gambar 4. 32 Pembebanan pada balok utama tangga

- Gaya dalam pada balok utama tangga

$$\Sigma Mb = 0$$

$$Ra(6,075) - q_{U1}(3,9)((3,9/2) + 2,175) - q_{U1}(2,175)((2,175/2) - P1(2,175) + P2(0.55 + 0.55 + 0.525) = 0$$

$$Ra = \frac{10466 + 1390,43 + 43,123 + 50,972 + 33,72 + 16,468}{6.075}$$

$$Ra = 1975,547 \text{ kg}$$

$$\Sigma Ma = 0$$

$$Rb(6,075) - q_{U1}(3,9)((3,9/2)) - q_{U1}(2,175)((2,175/2)+3,9) - P1(3,9+6,075) + P2(4,45+5+5,55) = 0$$

$$Rb = \frac{4947,9 + 6376,8 + 77 + 139,6 + 156,8 + 174,1 + 120,4}{6.075}$$

$$Rb = 1974,158 \text{ kg}$$

$$\Sigma V = (Ra + Rb) - q_{U1} \times l_1 - q_{U2} \times l_2 - 2P1 - 3P2 = 0$$

$$\Sigma V = (1975,547 + 1974,158) - 650,613 \times 3,9 - 587.8435 \times 2,175 - 2 \times 19,827 - 3 \times 31,367 = 0$$

○ Momen yang terjadi

$$\text{Letak } M_{\max} = Ra/q_{U1} = 1975,547 / 650,613 = 3,03 \text{ m}$$

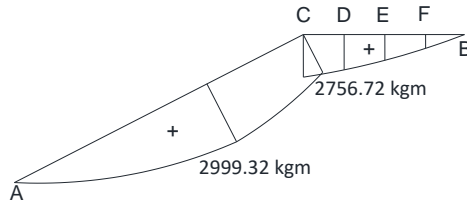
$$M_{\max} = Ra.X - 0,5. q_{U1}.X^2 = 1975,547 \times 3,03 - 0,5 \times 650,613 \times 3,03^2 = 2999,32 \text{ kgm}$$

$$Mc = Ra.L - 0,5. q_{U1}.L^2 = 1975,547 \times 3,9 - 0,5 \times 650,613 \times 3,9^2 = 2756,72 \text{ kgm}$$

$$M_D = Rb. 1,625 - 0,5. q_{U2}. 1,625^2 - P1(1,625) - P2(1,075+0,55) = 1974,158. 1,625 - 0,5. 587.8435. 1,625^2 - 19,827(1,625) - 31,367 (1,075+0,55) = 2348,68 \text{ kgm}$$

$$M_E = Rb. 1,075 - 0,5. q_{U2}. 1,075^2 - P1(1,075) - P2(0,55) = 1974,158. 1,075 - 0,5. 587.8435. 1,075^2 - 19,827(1,075) - 31,367 (0,55) = 1743,99 \text{ kgm}$$

$$M_F = Rb. 0,525 - 0,5. q_{U2}. 0,525^2 - P1(0,525) = 1974,158. 0,525 - 0,5. 587.8435. 0,525^2 - 19,827(0,525) = 945,012 \text{ kgm}$$



Gambar 4. 33 Bidang Momen Balok Tangga Utama

Momen max= 299932 kgcm

○ Gaya geser yang terjadi

$$D_{A \text{ Ka}} = R_a \cdot \cos(27,15^\circ) = 1963,672 \cdot \cos(27,15^\circ) = 1757,88 \text{ kg}$$

$$D_{C \text{ Ki}} = D_{A \text{ Ka}} - q_{U1} \cdot \cos(27,15^\circ) \cdot 3,9 = 1757,88 - 650,613 \cdot \cos(27,15^\circ) \cdot 3,9 = -499,937 \text{ kg}$$

$$D_{C \text{ Ka}} = R_a - q_{U1} \cdot 3,9 - P1 = 1963,672 - 650,613 \cdot 3,9 - 19,827 = -581,67 \text{ kg}$$

$$D_{D \text{ Ki}} = D_{C \text{ Ka}} - q_{U2} \cdot 0,55 = -581,67 - 587,8435 \cdot 0,55 = -904,98 \text{ kg}$$

$$D_{D \text{ Ka}} = D_{D \text{ Ki}} - P2 = -904,98 - 31,367 = -936,35 \text{ kg}$$

$$D_{E \text{ Ki}} = D_{D \text{ Ka}} - q_{U2} \cdot 0,55 = 936,35 - 587,8435 \cdot 0,55 = -1259,664 \text{ kg}$$

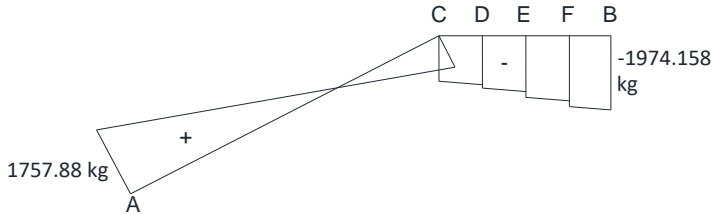
$$D_{E \text{ Ka}} = D_{E \text{ Ki}} - P2 = -1259,664 - 31,367 = -1291,032 \text{ kg}$$

$$D_{F \text{ Ki}} = D_{E \text{ Ka}} - q_{U2} \cdot 0,55 = -1291,032 - 587,8435 \cdot 0,55 = -1614,346 \text{ kg}$$

$$D_{F \text{ Ka}} = D_{F \text{ Ki}} - P2 = -1614,346 - 31,367 = -1645,713 \text{ kg}$$

$$D_{B \text{ Ki}} = D_{F \text{ Ka}} - q_{U2} \cdot 0,525 = -1645,713 - 587,8435 \cdot 0,525 = -1954,332 \text{ kg}$$

$$D_{B\ Ka} = D_{B\ Ki} - P1 = -1954,332 - 19,827 = -1974,158 \text{ kg}$$



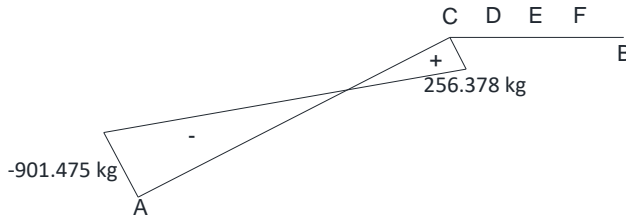
Gambar 4. 34 Bidang Geser Balok Tangga Utama

$$\text{Geser max} = 1974,158 \text{ kg}$$

- Gaya Normal yang terjadi

$$N_A = R_a \cdot \sin(27,15^\circ) = -1963,672 \cdot \sin(27,15^\circ) = -901,475 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} N_C &= N_A - q_{U1} \cdot \sin(27,15^\circ) \cdot 3,9 = -901,475 + 650,613 \sin(27,15^\circ) \cdot 3,9 \\ &= 256,378 \text{ kg} \end{aligned}$$



Gambar 4. 35 Bidang Normal Balok Tangga Utama

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{124}{2 \times 8} = 7.75$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (Penampang kompak)}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{208}{5} = 41.6$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$\lambda < \lambda_p$  (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 305 \times 2500 = 762500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$299932 \leq 0.9 \times 762500$$

$$299932 \leq 686250 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_p = \sqrt{30^2 + 15.5^2} = 33.767 \text{ cm}$$

$$L_r = 136.887 \text{ cm}$$

$$L_r = 404.55 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$  (Bentang pendek)

$$M_n = Z_x F_y = 305 \times 2500 = 762500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$299932 \leq 0.9 \times 762500$$

$$299932 \leq 686250 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{208}{5} = 41.6$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.3567$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times 20.8 \times 0.5 \times 1 = 15600 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

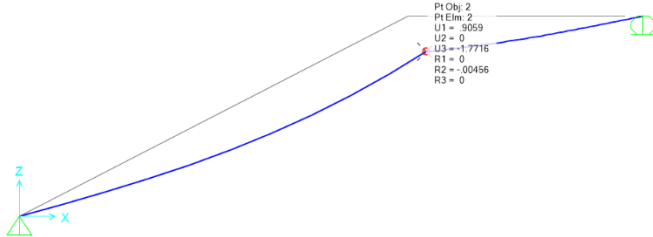
$$1974,158 \leq 15600 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 438.292 \text{ cm (Miring)} + 217.5 = 655.792 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{655.792}{360} = 1.821 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1.77 \text{ cm} < 1.821 \text{ cm} \rightarrow (\text{OK})$$



Gambar 4. 36 Hasil Analisis Lendutan Balok Utama Tangga

#### 4.2.4.5 Perencanaan balok penumpu tangga

Balok penumpu tangga direncanakan menggunakan profil WF 250x125x5x8, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 25.7 \text{ kg/m}$	$r = 12 \text{ mm}$	$h = d - 2(t_f + r)$
$A = 32.68 \text{ cm}^2$	$Z_x = 305 \text{ cm}^3$	$= 208 \text{ mm}$
$d = 248 \text{ mm}$	$Z_y = 63 \text{ cm}^3$	$S_x = 285 \text{ cm}^3$
$b_f = 124 \text{ mm}$	$i_x = 10.4 \text{ cm}$	$S_y = 41.1 \text{ cm}^3$
$t_w = 5 \text{ mm}$	$i_y = 2.79 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 8 \text{ mm}$	$I_x = 3540 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 255 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

- Perhitungan pembebanan

- Beban Mati

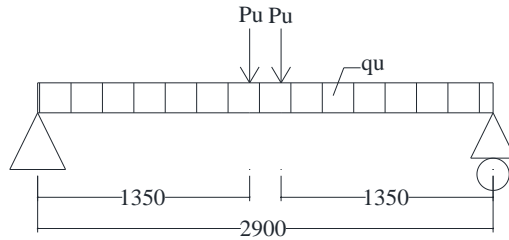
$$\begin{aligned} \text{Berat profil balok utama (berat)} &= \frac{25.7 \text{ kg/m} +}{= 25.7 \text{ kg/m}} \\ \text{Sambungan (10\%)} &= \frac{2.57 \text{ kg/m} +}{= 28.27 \text{ kg/m}} \\ \text{Total (q}_D\text{)} &= 28.27 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban Berfaktor

$$\begin{aligned} q_{U2} &= 1.2q_{D2} + 1.6q_{L2} \\ &= 1.2 \times 28.27 + 1.6 \times 0 \\ &= 33.924 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$P_u = 1974,158 \text{ (Dari reaksi } R_B \text{ balok utama)}$$





Gambar 4. 37 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

- Gaya dalam pada balok penumpu

- Gaya geser yang terjadi

$$Vu = R_A = \frac{1}{2} x q_U x L + Pu = \frac{1}{2} x 33.924 x 2.9 + 1974,158$$

$$= 2023,348 \text{ kg}$$

- Momen yang terjadi

$$Mu = R_A x \frac{L}{2} - \frac{1}{8} x q_U x L^2 - Pu x L$$

$$= 2023,348 x \frac{2.9}{2} - \frac{1}{8} x 33.924 x 2.9^2 - 1974,158 x 0.1$$

$$= 2700,78 \text{ kgm}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{124}{2 \times 8} = 7.75$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (Penampang kompak)}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{208}{5} = 41.6$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (Penampang kompak)}$$

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 305 \times 2500 = 762500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$270078 \leq 0.9 \times 762500$$

$$270078 \leq 686250 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 135 \text{ cm}$$

$$L_p = 136.887 \text{ cm}$$

$$L_r = 404.55 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \text{ (Bentang pendek)}$$

$$M_n = Z_x F_y = 305 \times 2500 = 762500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$270078 \leq 0.9 \times 762500$$

$$270078 \leq 686250 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{208}{5} = 41.6$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.3567$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 F_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 20.8 \times 0.5 \times 1 \\ &= 15600 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$2023,348 \leq 15600 \text{ kg (OK)}$$

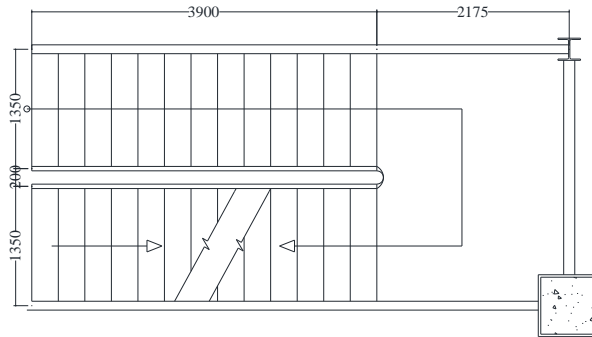
- Kontrol lendutan

$$L = 290 \text{ cm}$$

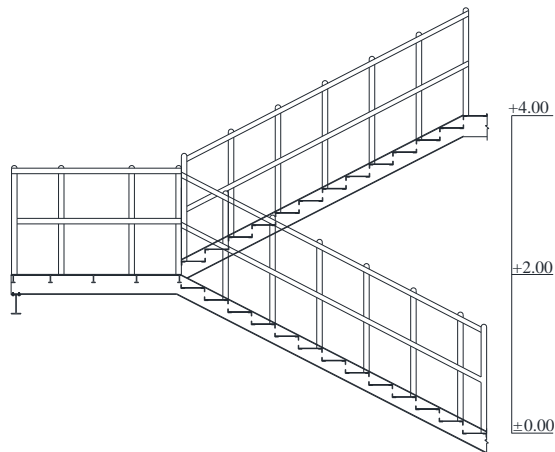
$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{290}{360} = 0.805 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f^0 &= \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} + \left[ \frac{P a}{24} \times \frac{(3L^2 - 4a^2)}{E \cdot I_x} \right] \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{(28.27) \cdot 290^4}{2000000 \times 3540} + \left[ \frac{1974,158}{24} \times \frac{(3 \times 290^2 - 4 \times 135^2)}{2000000 \times 3540} \right] \\ &= 0.3677 + 0.281 = 0.649 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.649 \text{ cm} < 0.805 \text{ cm} \rightarrow (\text{OK})$$



Gambar 4. 38 Denah Tangga



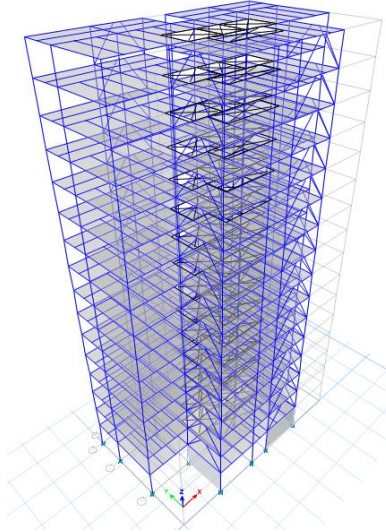
Gambar 4. 39 Potongan Tangga

## 4.3 Permodelan Struktur

### 4.3.1 Penjelasan Umum

Permodelan struktur pada tugas akhir ini menggunakan sistem *eccentrically braced frame (EBF)* dengan konfigurasi *inverted V braced*. Sistem struktur EBF ini berfungsi sebagai

penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa. Struktur yang direncanakan adalah bangunan apartemen yang terdiri dari 15 lantai dan 1 lantai atap dengan total tinggi struktur 60 meter. Denah dari struktur yang ada dalam permodelan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:



Gambar 4. 40 Struktur 3D Gedung Marigold Nafapark BSD

Permodelan struktur apartemen Marigold Nafapark BSD menggunakan proram bantu ETABS. Pada program ETABS, struktur apartemen akan dimodelkan sesuai kondisi yang nyata. Program ini akan membantu dalam beberapa perhitungan untuk meninjau perilaku dari panjang *link* (*Short*, *Intermediate* dan *Long link*) dan mengecek apakah struktur sudah memenuhi persyaratan yang ada di SNI1726:2012 dan SNI 1729:2015.

#### 4.3.2 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur mengacu pada SNI 1727:2013 dengan rincian sebagai berikut:

### 1. Beban Mati

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya.

Beban mati yang dihitung pada struktur ini antara lain:

- Berat beton bertulang yang memiliki berat jenis  $2400 \text{ kg/m}^3$
- Berat pelat bondek  $10,1 \text{ kg/m}^2$
- Berat profil baja yang terpasang sebagai rangka baja berupa balok, kolom, tangga, bressing dll memiliki berat jenis  $7850 \text{ kg/m}^3$
- Berat dinding partisi sebesar  $73.42 \text{ kg/m}^2$
- Berat aspal sebesar  $14 \text{ kg/m}^2$  untuk setiap ketebalan  $1 \text{ cm}$
- Berat spesi sebesar  $22 \text{ kg/m}^2$  untuk setiap ketebalan  $1 \text{ cm}$
- Berat keramik sebesar  $24 \text{ kg/m}^2$  untuk setiap ketebalan  $1 \text{ cm}$
- Berat MEP sebesar  $25 \text{ kg/m}^2$
- Berat plafond dan penggantung sebesar  $18 \text{ kg/m}^2$
- Beban lift merupakan beban terpusat pada balok lantai teratas, dengan besar beban lift terlampir

Berikut adalah beban mati tambahan pelat atap dan pelat lantai gedung:

#### • Pelat Atap

Berat aspal $2 \text{ cm}$ ( $2 \times 14$ )	$= 28 \text{ kg/m}^2$
Berat plafon + penggantung ( $11+7$ )	$= 18 \text{ kg/m}^2$
Berat MEP	$= 25 \text{ kg/m}^2 +$
Total	$= 71 \text{ kg/m}^2$
Sambungan ( $10\%$ )	$= 7.1 \text{ kg/m}^2 +$
Total	$= 78.1 \text{ kg/m}^2$

#### • Pelat Lantai

Dinding Partisi	$= 73.42 \text{ kg/m}^2$
Berat spesi $1 \text{ cm}$	$= 21 \text{ kg/m}^2$
Berat keramik	$= 24 \text{ kg/m}^2$
Berat plafon + penggantung ( $11+7$ )	$= 18 \text{ kg/m}^2$
Berat MEP	$= 25 \text{ kg/m}^2 +$
Total	$= 161.42 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{array}{rcl} \text{Sambungan (10\%)} & & = 16.14 \text{ kg/m}^2 + \\ \text{Total} & & = 177.562 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

## 2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang memungkinkan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup yang digunakan adalah:

$$\text{Atap} = 97.893 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Lantai} = 195.785 \text{ kg/m}^2$$

## 3. Beban Gempa

Penentuan jenis tanah berdasarkan nilai SPT. Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik dan parameter gempa yang digunakan diambil dari desain Spectra Indonesia.

## 4. Data Tanah

Penentuan jenis tanah merupakan salah satu persyaratan sebelum membangun sebuah bangunan. Salah satu cara untuk menentukan jenis tanah adalah dengan melakukan tes penetrasi tanah (SPT). Berikut perhitungan penentuan jenis tanah:

$$\tilde{N} \geq 50 = \text{Tanah Keras (SC)}$$

$$15 \leq \tilde{N} < 50 = \text{Tanah Sedang (SD)}$$

$$\tilde{N} < 15 = \text{Tanah Lunak (SE)}$$

Tabel 4. 7 Perhitungan N Rata-Rata

Keterangan	Kedalaman (m)	Tebal (m)	N	Tebal/N
Lapisan 1	-2	0	10	0
Lapisan 2	-4	2	8	0.25
Lapisan 3	-6	2	14	0.142857
Lapisan 4	-8	2	2	1
Lapisan 5	-10	2	1	2
Lapisan 6	-12	2	8	0.25
Lapisan 7	-14	2	11	0.181818
Lapisan 8	-16	2	13	0.153846
Lapisan 9	-18	2	20	0.1
Lapisan 10	-20	2	24	0.083333
Lapisan 11	-22	2	31	0.064516
Lapisan 12	-24	2	27	0.074074
Lapisan 13	-26	2	43	0.046512
Lapisan 14	-28	2	37	0.054054
Lapisan 15	-30	2	34	0.058824
Total	30			4.459834

$$\tilde{N} = \frac{30}{4.46} = 6.72 < 15$$

Dari perhitungan nilai N rata- rata diatas diperoleh jenis tanah kategori tanah lunak (Kelas Situs E).

#### 4.3.3 Pembebanan gempa dinamis

Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726:2012. Analisis dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

#### 4.3.3.1 Arah pembebanan

Arah pembebanan gempa dalam kenyataannya adalah bebas, sehingga pada umumnya selalu terdapat 2 komponen beban gempa dalam arah masing-masing sumbu koordinat ortogonal yang bekerja bersamaan pada struktur gedung. Kondisi ini disimulasikan dengan meninjau pembebanan gempa dalam suatu arah sumbu koordinat yang ditinjau 100%, yang bekerja bersamaan dengan pembebanan gempa dalam arah tegak lurus dengan peninjauan sebesar 30%.

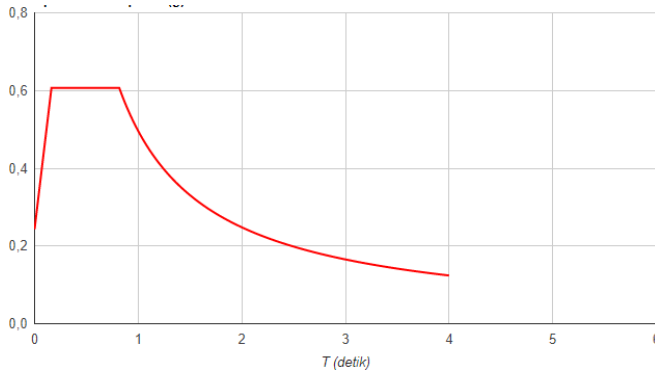
#### 4.3.3.2 Parameter respon spektrum rencana

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, ada beberapa metode perhitungan pengaruh gempa, satu di antaranya adalah *response spectrum*. Gempa merupakan getaran yang memiliki parameter-parameter sebuah getaran, seperti frekuensi, periode, spektrum dan parameter lainnya. Dalam hal ini informasi *response spectrum* merupakan fungsi spektra percepatan gempa ( $S$ ) terhadap rentang waktu selama periode gempa berlangsung ( $T$ ). Perhitungan gaya gempa menggunakan analisis dinamik sesuai persyaratan SNI 1726:2012. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah Surabaya dengan kondisi tanah lunak (kelas situs E)

Tabel 4. 8 Parameter Gempa Surabaya untuk Situs E

PGA (g)	0.325
Ss (g)	0.663
S1 (g)	0.247
Fa	1.374
Fv	3.012
SMS (g)	0.911
SM1 (g)	0.744
SDS (g)	0.607
SD1 (g)	0.496
TO (s)	0.163
TS (s)	0.817





Gambar 4. 41 Grafik Spektral Percepatan Gempa Surabaya

#### 4.3.3.3 Faktor reduksi gempa ( $R$ )

Pada tugas akhir ini, gedung perkantoran direncanakan menggunakan sistem rangka baja dengan sistem pengaku eksentris. Berdasarkan tabel 9 SNI 1726-2012 diperoleh nilai- nilai batasan yaitu:

Tabel 4.9 Faktor  $R^a$ ,  $C_d^b$ , dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem Penahan Gaya Gempa	$R^a$	$\Omega_0$	$C_d^b$	$B$	$C$	$D$	$E$	$F$
Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	$2^{1/2}$	4	TB	TB	TB	TB	TB

#### 4.3.3.4 Faktor keutamaan ( $I$ )

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencan harus dikalikan dengan suatu factor kemanan  $I_e$ . Gedung ini direncanakan sebagai

bangunan perkantoran. Pada tabel 1 SNI 1726:2012, bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai  $I = 1$ .

#### 4.3.4 Kombinasi pembebanan

Setelah memperhitungkan beban akibat gempa dan gravitasi, maka seluruh beban tersebut dihitung dengan faktor kombinasi yang mengacu pada SNI 1726:2012 sebagai berikut:

- $1,4D$
- $1,2D + 1,6L$
- $1,2D + 0,5L \pm E_x$
- $1,2D + 0,5L \pm E_y$
- $0,9D \pm E_x$
- $0,9D \pm E_y$

Keterangan :

DL : Beban mati

LL : Beban hidup

E : Beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

Perencanaan struktur yang akan dianalisa pada bagian elemen struktur baja maupun komposit tidak diperkenankan mengalami plastis saat terjadi gempa kuat didasarkan pada nilai gaya maksimum yang terjadi pada elemen-elemen struktur tersebut setelah melalui analisis pembebanan gempa dengan koefisien beban gempa sebesar 1 dan beban hidup direduksi menjadi 0,5 kali berdasarkan syarat berat seismik efektif SNI 1726:2012.

#### 4.3.5 Kontrol desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

- Kontrol partisipasi massa.
- Kontrol periode getar struktur.
- Kontrol nilai akhir respon spektrum.
- Kontrol batas simpangan (*drift*)

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

#### 4.3.5.1 Berat total bangunan

Besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka perlu diketahui berat total bangunan untuk menentukan gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material bangunan dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan.

Pada perencanaan tugas akhir ini akan dilakukan perbandingan perhitungan berat struktur yang diambil dari analisis menggunakan program ETABS untuk kombinasi 1D+1L dan perhitungan berat secara manual. Hasil perbandingan tersebut tidak boleh melebihi batasan 5%.

Hasil perhitungan beban mati dan beban hidup (1D+1L) dari permodelan ETABS dan secara manual adalah pada tabel berikut.

Tabel 4. 10 Berat Bangunan

Keterangan	SD (kN)	D (kN)	L (kN)	Total (kN)	ETABS (kN)	%
S-EBF	13334.87808	44277.0884	14771.1744	72383.14088	68391.5732	1.058
I-EBF	13334.87808	44253.0082	14771.1744	72359.06072	68367.4046	1.058
L-EBF	13334.87808	44231.8434	14771.1744	72337.89592	68346.1615	1.058

Dari tabel diatas, didapatkan total berat struktur dari ETABS dan dari hasil perhitungan manual sebesar. sehingga dapat disimpulkan selisih antara kedua perhitungan tersebut tidak melebihi 5% sehingga dapat dikatakan bahwa analisa permodelan tersebut telah sesuai.

#### 4.3.5.2 Kontrol partisipasi massa

Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikiannya agar sesuai menurut SNI 1726:2012 yaitu partisipasi massa terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa asli dari masing-masing arah.

Tabel 4. 11 Partisipasi Massa Bangunan

Case	Mode	S-EBF		I-EBF		L-EBF	
		Sum UX	Sum UY	Sum UX	Sum UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.1131	0.5605	0.0277	0.6541	0.0044	0.6773
Modal	2	0.6053	0.6667	0.6269	0.6807	0.6389	0.6818
Modal	3	0.6802	0.6769	0.6847	0.6826	0.6833	0.6819
Modal	4	0.7041	0.7724	0.6899	0.7831	0.6842	0.7816
Modal	5	0.7824	0.7943	0.7779	0.7877	0.7742	0.7824
Modal	6	0.793	0.795	0.7861	0.7879	0.7809	0.7824
Modal	7	0.801	0.8307	0.787	0.8301	0.781	0.8259
Modal	8	0.8323	0.8386	0.8254	0.831	0.8212	0.826
Modal	9	0.8359	0.8387	0.8285	0.831	0.8238	0.826
Modal	10	0.8383	0.8624	0.8287	0.8579	0.8239	0.8542
Modal	11	0.8598	0.8649	0.8535	0.8582	0.85	0.8542
Modal	12	0.8616	0.8649	0.8551	0.8582	0.8513	0.8542
Modal	13	0.8626	0.8815	0.8552	0.8764	0.8513	0.8732
Modal	14	0.8777	0.8824	0.8721	0.8765	0.8691	0.8733
Modal	15	0.8789	0.8825	0.873	0.8765	0.8699	0.8733
Modal	16	0.8792	0.8973	0.873	0.8921	0.8699	0.8893
Modal	17	0.893	0.8977	0.8878	0.8921	0.8852	0.8894
Modal	18	0.894	0.8977	0.8885	0.8921	0.8857	0.8894
Modal	19	0.894	0.9137	0.8885	0.9081	0.8857	0.9054
Modal	20	0.909	0.9138	0.9036	0.9081	0.901	0.9054
Modal	21	0.91	0.9138	0.9042	0.9081	0.9014	0.9054
Modal	22	0.91	0.9281	0.9042	0.9227	0.9015	0.9202
Modal	23	0.924	0.9282	0.9186	0.9227	0.9162	0.9202
Modal	24	0.9251	0.9282	0.9192	0.9227	0.9166	0.9202
Modal	25	0.9251	0.9444	0.9192	0.9389	0.9166	0.9364
Modal	26	0.9417	0.9444	0.9361	0.9389	0.9336	0.9364

Dari tabel diatas, didapatkan partisipasi massa arah X sebesar 0.909 pada moda ke 20 dan partisipasi massa arah Y

sebesar 0.9137 pada moda ke 19 pada S-EBF, partisipasi massa arah X sebesar 0.9036 pada moda ke 20 dan partisipasi massa arah Y sebesar 0.9081 pada moda ke 19 pada I-EBF, partisipasi massa arah X sebesar 0.901 pada moda ke 20 dan partisipasi massa arah Y sebesar 0.9054 pada moda ke 19 pada L-EBF. Maka dapat disimpulkan analisa struktur telah memenuhi SNI 1726:2012 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

#### 4.3.5.3 Kontrol waktu getar alami fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental ( $T$ ) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 1726:2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x$$

(nilai  $C_t$  dan  $x$  diambil dari tabel 15 SNI 1726:2012)

$$C_t = 0.0731; x = 0,75; h_n = 64.725 \text{ m}$$

$$T_a = 0,0731 \cdot 64,725^{0,75} = 1.668 \text{ detik}$$

Dengan nilai  $S_{D1} = 0.496$ , maka  $C_u = 1,4$

Sehingga periode struktur yang diijinkan adalah :

$$T = T_a \cdot C_u = 1.668 \times 1.4 = 2.335 \text{ detik.}$$

Didapatkan nilai  $T_x = 1.766$  detik dan  $T_y = 1,835$  detik , maka analisa struktur telah memenuhi syarat SNI 1726:2012.

Tabel 4. 12 Periode Struktur

EBF	Ta	Cu.Ta	Tx	Ty	KET
S-EBF	1.6681	2.335336	1.759	1.823	OK
I-EBF	1.6681	2.335336	1.965	2.032	OK
L-EBF	1.6681	2.335336	2.121	2.214	OK

#### 4.3.5.4 Kontrol nilai akhir respon spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1 , nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak

boleh kurang dari 85% nilai respons statik. Rumus gaya geser statik adalah:

$$V = C_s \cdot W$$

Dimana:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0.607}{8/1} = 0.076$$

Nilai  $C_s$  tidak boleh lebih dari:

$$C_{s \max X} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.496}{1.759 \cdot \left(\frac{8}{1}\right)} = 0.0352$$

$$C_{s \max Y} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.496}{1.823 \cdot \left(\frac{8}{1}\right)} = 0.034$$

Dan tidak boleh kurang dari:

$$C_{s \min} = 0.044 \cdot S_{DS} \cdot I_e > 0.01 = 0.044 \times 0.607 \times 1 = 0.02672$$

Maka diambil nilai  $C_s = 0.0352$  untuk X dan 0.034 untuk Y

Dari analisis struktur yang sudah dilakukan, diperoleh berat total struktur adalah:

Berat total struktur adalah sebesar 64997,55 kN

Maka:  $V_{\text{statik}} = C_s X \cdot W = 0.0352 \times 64997,55 = 2290,988 \text{ kN}$

$V_{\text{statik}} = C_s Y \cdot W = 0.0034 \times 64997,55 = 2210,802 \text{ kN}$

Dari hasil analisis menggunakan program ETABS didapatkan nilai gaya geser dasar (*base shear*) sebagai berikut:

Tabel 4. 13 Gaya Geser Dasar Beban Gempa

Combo	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)
Quake X Max	1496.895	548.189
Quake Y Max	530.2428	1567.021

Kontrol nilai akhir respon spectrum:

- Arah-X :

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}}$$

$$1496.895 \geq 1947,34 \text{ kN (NOT OK)}$$

- Arah-Y :

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}}$$

$$1567,021 \geq 1878,975 \text{ kN (NOT OK)}$$

Sehingga perlu dikalikan skala untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1. Pada sumbu X perlu dikalikan skala yaitu 1,305 dan pada sumbu Y perlu dikalikan skala yaitu 1,2 sehingga menjadi:

- Arah-X :

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}}$$

$$1952,962 \geq 1947,34 \text{ kN (OK)}$$

- Arah-Y :

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}}$$

$$1880,98 \geq 1878,975 \text{ kN (OK)}$$

Tabel 4. 14 Gaya Gempa Dinamis Struktur

Model Struktur	V dinamik		Berat Struktur	V statik	85% Vstatik	Vdinamik ≥ 85% Vstatik
	(kN)					
S-EBF	Arah X	1952.962	64997.55368	2290.99	1947.340011	OK
	Arah Y	1880.98		2210.56	1878.97481	OK
I-EBF	Arah X	1828.472	64973.47352	2050.05	1742.545575	OK
	Arah Y	1733.091		1982.46	1685.089594	OK
L-EBF	Arah X	1746.933	64952.30872	1898.65	1613.855101	OK
	Arah Y	1624.903		1818.9	1546.06444	OK

#### 4.3.5.5 Kontrol simpangan antar lantai (*drift*)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Defleksi pusat massa di tingkat x ( $\delta_x$ ) ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \leq \Delta_a$$

Dimana:

$\delta_{xe}$  = defleksi pada lantai ke-x yang ditentukan dengan analisis elastis

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi (4)

$I_e$  = faktor keutamaan gedung (1,0)

$\Delta_a$  =  $0,020h_{sx}$

Tinggi tingkat 4 m

$\Delta_a = 0,020h_{sx} = 0,020 \times 4 = 0.08 \text{ m} = 80 \text{ mm}$

Tinggi tingkat 4.725 m

$\Delta_a = 0,020h_{sx} = 0,020 \times 4.725 = 0.0945 \text{ m} = 94.5 \text{ mm}$

Tabel 4. 15 Simpangan Antar Lantai S-EBF Sumbu X

Lantai	Rasio Drift	Elevasi	$\delta_{xe}$	$\delta_x$	$\Delta_a$	Kontrol
Atap	55.461	4000	1.789	7.156	80	OK
14	53.672	4000	2.256	9.024	80	OK
13	51.416	4000	2.668	10.672	80	OK
12	48.748	4000	3.037	12.148	80	OK
11	45.711	4000	3.412	13.648	80	OK
10	42.299	4000	3.651	14.604	80	OK
9	38.648	4000	3.944	15.776	80	OK
8	34.704	4000	4.215	16.86	80	OK
7	30.489	4000	4.453	17.812	80	OK
6	26.036	4000	4.659	18.636	80	OK
5	21.377	4000	4.7	18.8	80	OK
4	16.677	4000	4.733	18.932	80	OK
3	11.944	4000	4.597	18.388	80	OK
2	7.347	4000	4.093	16.372	80	OK
1	3.254	4000	2.722	10.888	80	OK
Basement	0.532	4750	0.532	2.128	94.5	OK
Base	0	0	0	0	0	OK



Tabel 4. 16 Simpangan Antar Lantai S-EBF Sumbu Y

Lantai	Rasio Drift	Elevasi	$\delta_{xe}$	$\delta_x$	$\Delta a$	Kontrol
Atap	51.473	4000	1.889	7.556	80	OK
14	49.584	4000	2.289	9.156	80	OK
13	47.295	4000	2.637	10.548	80	OK
12	44.658	4000	2.944	11.776	80	OK
11	41.714	4000	3.25	13	80	OK
10	38.464	4000	3.448	13.792	80	OK
9	35.016	4000	3.682	14.728	80	OK
8	31.334	4000	3.893	15.572	80	OK
7	27.441	4000	4.072	16.288	80	OK
6	23.369	4000	4.227	16.908	80	OK
5	19.142	4000	4.253	17.012	80	OK
4	14.889	4000	4.26	17.04	80	OK
3	10.629	4000	4.116	16.464	80	OK
2	6.513	4000	3.645	14.58	80	OK
1	2.868	4000	2.41	9.64	80	OK
Basement	0.458	4750	0.458	1.832	94.5	OK
Base	0	0	0	0	0	OK

Tabel 4. 17 Simpangan Antar Lantai I-EBF Sumbu X

Lantai	Rasio Drift	Elevasi	$\delta_{xe}$	$\delta_x$	$\Delta a$	Kontrol
Atap	55.401	4000	1.332	5.328	80	OK
14	54.069	4000	1.811	7.244	80	OK
13	52.258	4000	2.296	9.184	80	OK
12	49.962	4000	2.753	11.012	80	OK
11	47.209	4000	3.223	12.892	80	OK
10	43.986	4000	3.545	14.18	80	OK
9	40.441	4000	3.916	15.664	80	OK
8	36.525	4000	4.285	17.14	80	OK
7	32.24	4000	4.632	18.528	80	OK
6	27.608	4000	4.95	19.8	80	OK
5	22.658	4000	5.056	20.224	80	OK
4	17.602	4000	5.115	20.46	80	OK
3	12.487	4000	4.956	19.824	80	OK
2	7.531	4000	4.333	17.332	80	OK
1	3.198	4000	2.761	11.044	80	OK
Basement	0.437	4750	0.437	1.748	94.5	OK
Base	0	0	0	0	0	OK

Tabel 4. 18 Simpangan Antar Lantai I-EBF Sumbu Y

Lantai	Rasio Drift	Elevasi	$\delta x_e$	$\delta x$	$\Delta a$	Kontrol
Atap	53.518	4000	1.488	5.952	80	OK
14	52.03	4000	1.922	7.688	80	OK
13	50.108	4000	2.359	9.436	80	OK
12	47.749	4000	2.765	11.06	80	OK
11	44.984	4000	3.183	12.732	80	OK
10	41.801	4000	3.477	13.908	80	OK
9	38.324	4000	3.799	15.196	80	OK
8	34.525	4000	4.119	16.476	80	OK
7	30.406	4000	4.42	17.68	80	OK
6	25.986	4000	4.698	18.792	80	OK
5	21.288	4000	4.797	19.188	80	OK
4	16.491	4000	4.834	19.336	80	OK
3	11.657	4000	4.66	18.64	80	OK
2	6.997	4000	4.013	16.052	80	OK
1	2.984	4000	2.594	10.376	80	OK
Basement	0.39	4750	0.39	1.56	94.5	OK
Base	0	0	0	0	0	OK

Tabel 4. 19 Simpangan Antar Lantai L-EBF Sumbu X

Lantai	Rasio Drift	Elevasi	$\delta x_e$	$\delta x$	$\Delta a$	Kontrol
Atap	59.153	4000	1.227	4.908	80	OK
14	57.926	4000	1.737	6.948	80	OK
13	56.189	4000	2.291	9.164	80	OK
12	53.898	4000	2.828	11.312	80	OK
11	51.07	4000	3.385	13.54	80	OK
10	47.685	4000	3.769	15.076	80	OK
9	43.916	4000	4.202	16.808	80	OK
8	39.714	4000	4.644	18.576	80	OK
7	35.07	4000	5.066	20.264	80	OK
6	30.004	4000	5.451	21.804	80	OK
5	24.553	4000	5.576	22.304	80	OK
4	18.977	4000	5.628	22.512	80	OK
3	13.349	4000	5.41	21.64	80	OK
2	7.939	4000	4.659	18.636	80	OK
1	3.28	4000	2.887	11.548	80	OK
Basement	0.393	4750	0.393	1.572	94.5	OK
Base	0	0	0	0	0	OK

Tabel 4. 20 Simpangan Antar Lantai L-EBF Sumbu Y

Lantai	Rasio Drift	Elevasi	$\delta_{xe}$	$\delta_x$	$\Delta a$	Kontrol
Atap	56.285	4000	1.354	5.416	80	OK
14	54.931	4000	1.811	7.244	80	OK
13	53.12	4000	2.308	9.232	80	OK
12	50.812	4000	2.787	11.148	80	OK
11	48.025	4000	3.283	13.132	80	OK
10	44.742	4000	3.636	14.544	80	OK
9	41.106	4000	4.013	16.052	80	OK
8	37.093	4000	4.4	17.6	80	OK
7	32.693	4000	4.773	19.092	80	OK
6	27.92	4000	5.115	20.46	80	OK
5	22.805	4000	5.235	20.94	80	OK
4	17.57	4000	5.263	21.052	80	OK
3	12.307	4000	5.031	20.124	80	OK
2	7.276	4000	4.299	17.196	80	OK
1	2.977	4000	2.635	10.54	80	OK
Basement	0.342	4750	0.342	1.368	94.5	OK
Base	0	0	0	0	0	OK

Dari hasil kontrol tabel di atas maka analisis struktur memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1726:2012.

#### 4.3.5.6 Kontrol sistem ganda

erdasarkan berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.1., sistem rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya.

Tabel 4. 21 Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser Kontrol S-EBF

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	kN	%	kN	%
SRBE	2451.0672	74.5	1632.893	63.5
SPRM	839.9617	25.5	939.7908	36.5
Total	3291.0289	100	2572.683	100

Tabel 4. 22 Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser Kontrol I-EBF

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	kN	%	kN	%
SRBE	2231.5444	69.2	1495.203	57.3
SPRM	993.2961	30.8	1112.823	42.7
Total	3224.8405	100	2608.025	100

Tabel 4. 23 Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser Kontrol L-EBF

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	kN	%	kN	%
SRBE	1140.956	61.4	1121.652	53.8
SPRM	715.88	38.6	963.9646	46.2
Total	1856.836	100	2085.617	100

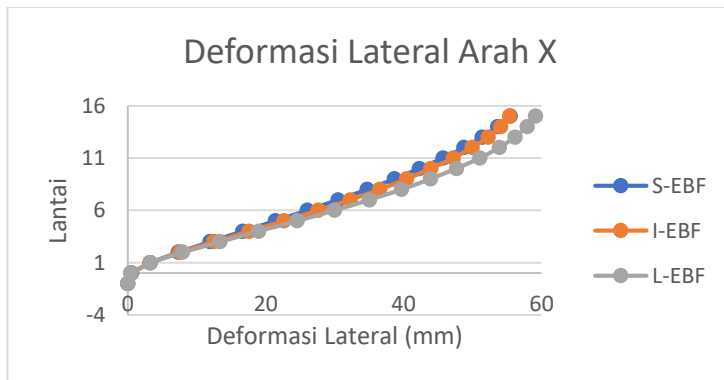
Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPM memiliki nilai lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur sistem ganda berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.1.

### 4.3.6 Perilaku Panjang Link

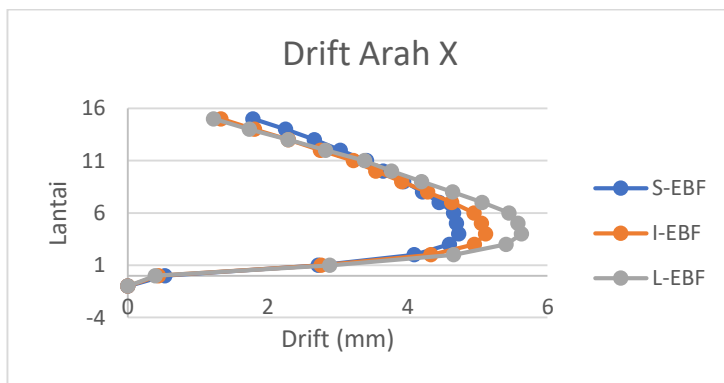
Perilaku panjang link yang antara lain Short Link (100 cm), Intermediate Link (200 cm) dan Long Link (300 cm) dengan cara meminjau perbandingan deformasi lateral dan drift dan serta analisa static *Pushover* berdasarkan ATC 40.

#### 4.3.6.1 Perbandingan Deformasi lateral dan Drift

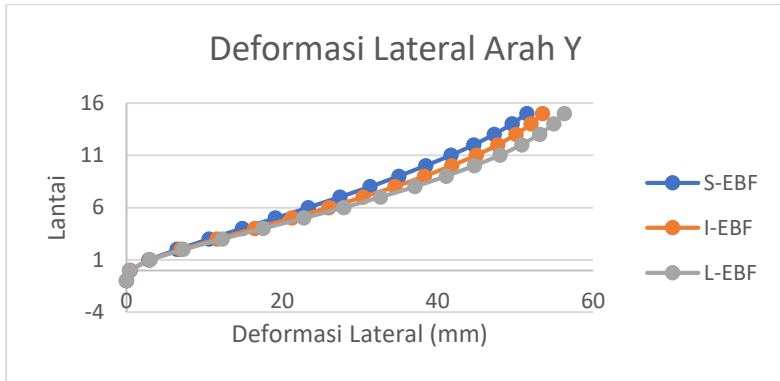
Deformasi lateral dan drift yang terjadi pada ketiga model struktur ditunjukkan sebagai berikut:



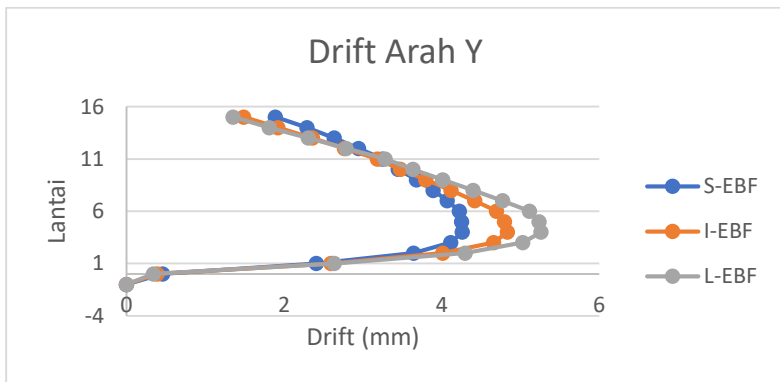
Gambar 4. 42 Deformasi Lateral Arah X



Gambar 4. 43 Drift Arah X



Gambar 4. 44 Deformasi Lateral Arah Y



Gambar 4. 45 Drift Arah Y

Berdasarkan grafik-grafik diatas menunjukkan bahwa deformasi lateral yang dihasilkan pada model gedung Short Link lebih kecil dibandingkan dengan dua model yang lain. Perilaku yang sama juga berlaku pada drift yang dihasilkan pada model gedung Short Link, dimana tidak terjadi loncatan yang terlalu tinggi di tiap lantainya.

#### 4.3.6.2 Static Pushover analisis

Analisa pushover merupakan analisa yang dilakukan untuk mengetahui perilaku keruntuhan dan kapasitas dari suatu struktur secara keseluruhan, mulai dari kondisi elastis, plastis sampai elemen struktur mengalami keruntuhan akibat beban gempa. analisa dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral static pada struktur yang nilainya terus ditingkatkan secara bertahap hingga mengalami leleh disatu atau lebih lokasi pada elemen struktur. Pada analisis ini yang dijadikan titik acuan adalah titik pada lantai atap.

- Perubahan Material

Pada ETABS, material pada kolom komposit tidak bisa dijadikan sendi plastis pada saat melakukan “hinges” untuk melakukan pushover, sehingga material harus dijadikan satu jenis. Pada tugas akhir kali ini material diubah menjadi profil baja dengan mengubah ketebalannya.

$$E_{\text{baja}} = 200000 \text{ Mpa}$$

$$E_{\text{beton}} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_{\text{baja}}}{E_{\text{beton}}} = \frac{200000}{29725,41} = 6,728$$

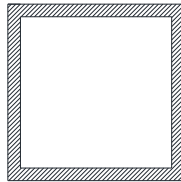
- CFT 700.700.28

$$A_{\text{Beton}} = (700 - (2 \times 28))^2 = 644^2 = 414736 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{Baja}} = 700^2 - 644^2 = 75264 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{ekuivalen}} = \frac{A_{\text{Beton}}}{n} + A_{\text{Baja}} = \frac{414736}{6,728} + 75264$$

$$A_{\text{ekuivalen}} = 136905 \text{ mm}^2$$



Gambar 4. 46 Profil Rectangular Steel Tube daerah Arsir

$$A_{\text{Arsir}} = 700^2 - 136905 = 353095 \text{ mm}^2$$

$$b = h = \sqrt{353095} = 594,218 \text{ mm}$$

$$t = \frac{700 - 594,218}{2} = 52,891 \text{ mm}$$

Sehingga profil kolom CFT 700.700.28 diubah menjadi HSS 700.700. 52,891.

○ CFT 600.600.25

$$A_{\text{Beton}} = (600 - (2 \times 25))^2 = 550^2 = 302500 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{Baja}} = 600^2 - 550^2 = 57500 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{ekuivalen}} = \frac{A_{\text{Beton}}}{n} + A_{\text{Baja}} = \frac{302500}{6,728} + 57500$$

$$A_{\text{ekuivalen}} = 102459,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{Arsir}} = 600^2 - 102459,7 = 257540,3 \text{ mm}^2$$

$$b = h = \sqrt{257540,3} = 507,4843 \text{ mm}$$

$$t = \frac{600 - 507,4843}{2} = 46,257 \text{ mm}$$

Sehingga profil kolom CFT 600.600.25 diubah menjadi HSS 600.600. 46,257.

○ CFT 500.500.25

$$A_{\text{Beton}} = (500 - (2 \times 25))^2 = 450^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{Baja}} = 500^2 - 450^2 = 47500 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{ekuivalen}} = \frac{A_{\text{Beton}}}{n} + A_{\text{Baja}} = \frac{202500}{6,728} + 47500$$

$$A_{\text{ekuivalen}} = 77596,98 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{Arsir}} = 500^2 - 77596,98 = 172403 \text{ mm}^2$$

$$b = h = \sqrt{172403} = 415,2144 \text{ mm}$$

$$t = \frac{500 - 415,2144}{2} = 42,393 \text{ mm}$$

Sehingga profil kolom CFT 500.500.25 diubah menjadi HSS 500.500. 42,393.



- Permodelan analisa pushover

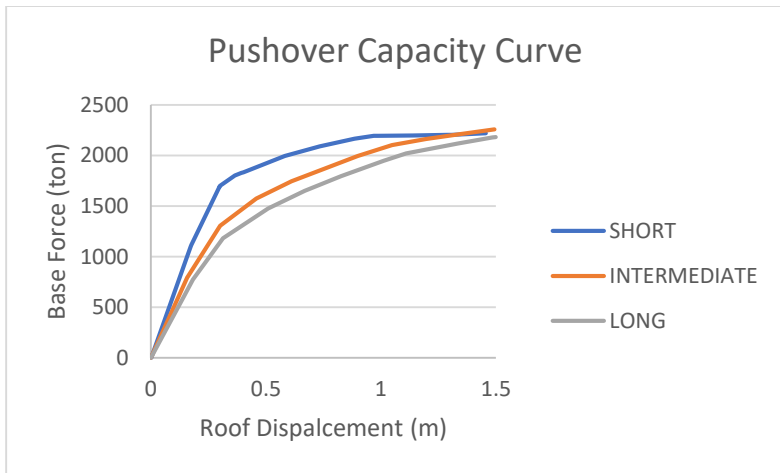
Setelah menentukan material penampang, menentukan dimensi penampang, menggambar model struktur, memasukkan pembebanan menentukan *mass source*, yang dilakukan selanjutnya ialah:

1. Men-define load pattern, menginput beban “Pushover X” dan “Pushover Y” dengan tipe other dan self weight multiplier 0.
2. Mengganti tipe beban “Pushover X” dan “Pushover Y” dengan nonlinear static pada load cases, Selanjutnya memasukkan *mass source*. Pada load applied pilih acceleration UX untuk “Pushover X” dan UY untuk “Pushover Y”. Pada Load Application pilih Displacement Control dan monitored displacement U1 untuk “Pushover X” dan U2 “Pushover Y” pada bagian Lantai Atap. Pada Results Saved pilih Multiple States.
3. Menentukan posisi sendi plastis dengan cara assign > frame > hinges. untuk penampang balok dimodelkan dengan pilihan Moment M3 dengan menentukan letak sendi plastis dimasukkan nilai 0 untuk posisi awal penampang dan 1 untuk posisi akhir. Untuk penampang kolom dimodelkan dengan pilihan P-M2-M3 dengan menentukan letak sendi plastis dimasukkan nilai 0 untuk posisi awal penampang dan 1 untuk posisi akhir. Dan untuk bracing input hinges properties adalah model braces dengan menentukan letak sendi plastis 0,5.

- Kurva kapasitas

Kurva kapasitas didapatkan dari analisis pushover yang menggambarkan kekuatan struktur yang besarnya sangat tergantung dari kemampuan momen deformasi dari masing-masing komponen struktur. Kurva ini mencatat hubungan antara gaya geser dan perpindahan pada atap akibat beban lateral. Dari kurva kapasitas ini dapat pula diketahui nilai daktilitas struktur. Daktilitas adalah kemampuan struktur atau komponennya untuk

melakukan deformasi inelastis bolak-balik berulang di luar batas titik leleh pertama, sambil mempertahankan sejumlah besar kemampuan daya dukung bebannya dan Faktor daktilitas ( $\mu$ ) sendiri adalah rasio antara simpangan maksimum ( $\delta_m$ ) struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung ( $\delta_y$ ) pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung.



Gambar 4. 47 Grafik *Pushover Capacity Curve*

$$\mu_{S-EBF} = \frac{1,45668}{0,151979} = 9,585$$

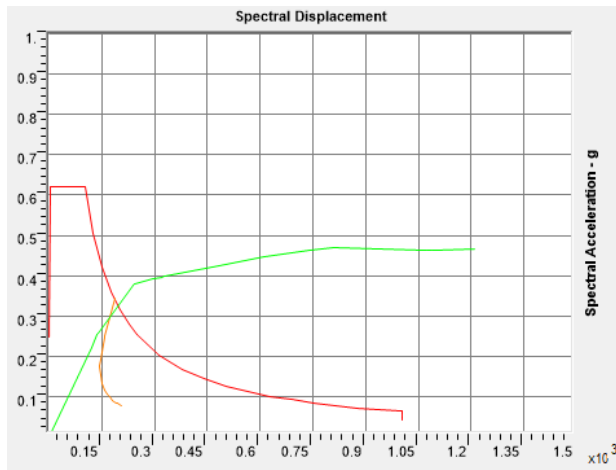
$$\mu_{I-EBF} = \frac{1,49386}{0,15779} = 9,4674$$

$$\mu_{L-EBF} = \frac{1,49984}{1,83316} = 8,1817$$

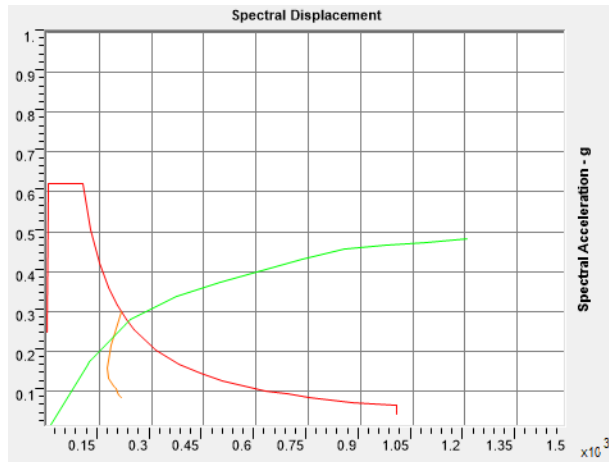
Dari hasil perhitungan diatas dapat disimpulkan bahwa link jenis *Short* lebih daktail dibanding *Intermediate* dan *Long*. *S-EBF* memiliki nilai daktailitas 9,585 sedangkan *I-EBF* bernilai 9,4674 dan *L-EBF* bernilai 8,1817.

- Spektrum Kapasitas

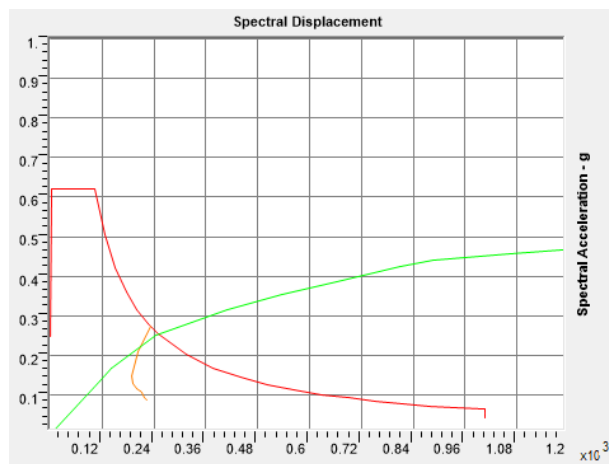
Spektrum kapasitas menyajikan secara grafis dua buah grafik yaitu grafik kapasitas dan kebutuhan (*demand*) berdasarkan gempa rencana yang dimana pada tugas akhir ini direncanakan pada gempa Surabaya. Kurva kapasitas dapat secara otomatis dikonversikan pada ETABS yang semula kurva hubungan base shear dan *displacement* menjadi kurva hubungan *acceleration* dan *displacement response spectra*. Yang kemudian bisa didapatkan titik perpotongan antara kurva kapasitas dan *demand* yang disebut dengan *performance point*. Kurva spektrum kapasitas menggunakan metode ATC 40.



Gambar 4. 48 Kurva Spektrum Kapasitas S-EBF



Gambar 4. 49 Kurva Spektrum Kapasitas I-EBF



Gambar 4. 50 Kurva Spektrum Kapasitas L-EBF

Tabel 4. 24 Performance Point EBF

EBF	Shear (Kgf)	Displacement (mm)	Drift Ratio
Short EBF	1327746,3	220,405	0,00367
Intermediate EBF	1112119,4	246,829	0,00411
Long EBF	1052821,2	272,688	0,00454

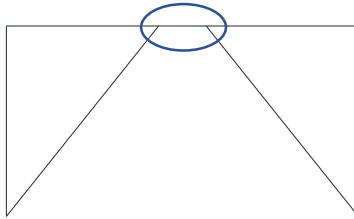
Berdasarkan nilai dari drift ratio dan melihat pada tabel 11-2 ATC 40, ketiga bangunan berada dalam kondisi level kinerja *Immediate Occupancy* (IO) yang artinya bila gempa terjadi, struktur mampu menahan gempa tersebut, struktur tidak mengalami kerusakan struktural dan tidak mengalami kerusakan non struktural. Sehingga dapat langsung dipakai.

Setelah dilakukan permodelan struktur dan peninjauan perilaku panjang link sehingga menggunakan panjang *link* yang memiliki perilaku lebih baik dengan melihat besar nilai kapasitasnya yaitu tipe *Short Link*, maka tahap selanjutnya adalah dengan melakukan analisis struktur melalui kontrol terhadap struktur utama dengan menggunakan peraturan berlaku yaitu SNI 1729:2015 dan SNI 03-1729-2002 untuk kontrol link.

#### 4.4 Perencanaan Struktur Primer

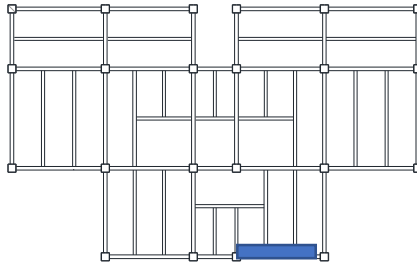
Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan menggunakan program bantu ETABS, maka tahap selanjutnya adalah melakukan analisis struktur melalui kontrol terhadap struktur utama dengan menggunakan peraturan berlaku yaitu SNI 1729:2015.

#### 4.4.1 Perencanaan Link



Gambar 4. 51 Elemen Link

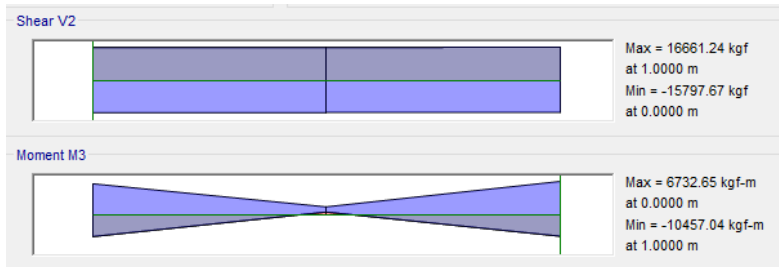
##### 4.4.1.1 Perencanaan link memanjang



Gambar 4. 52 Link Memanjang yang Ditinjau

Balok link direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 114 \text{ kg/m}$	$r = 26 \text{ mm}$	$h = d - 2(t_f + r)$
$A = 145.5 \text{ cm}^2$	$Z_x = 2663 \text{ cm}^3$	$= 400 \text{ mm}$
$d = 482 \text{ mm}$	$Z_y = 689 \text{ cm}^3$	$S_x = 2500 \text{ cm}^3$
$b_f = 300 \text{ mm}$	$i_x = 20.4 \text{ cm}$	$S_y = 451 \text{ cm}^3$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$i_y = 6.82 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 15 \text{ mm}$	$I_x = 60400 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 6760 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$



Gambar 4. 53 Gaya Dalam Link Arah Memanjang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$$N_u = 0 \text{ kg}$$

$$V_u = 15797.67 \text{ kg}$$

$$M_u = 10457.04 \text{ kgm}$$

1. Penentuan jenis link

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 2663 \times 2500 = 6657500 \text{ kgcm}$$

$$V_p = 0.6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 0.6 \times 2500 \times (48.2 - 2 \times 1.5) \times 1.1 = 74580 \text{ kg}$$

$$e = \frac{1.6 \times M_p}{V_p} = \frac{1.6 \times 6657500}{74590} = 142.82 \text{ cm}$$

$$e = \frac{2.6 \times M_p}{V_p} = \frac{2.6 \times 6657500}{74590} = 232.09 \text{ cm}$$

$$e = \frac{5 \times M_p}{V_p} = \frac{5 \times 6657500}{74590} = 446.33 \text{ cm}$$

Pada analisa yang dilakukan di aplikasi ETABS, direncanakan panjang link untuk *Short Link* adalah 100 cm, *Intermediate Link* adalah 200 cm, dan *Long Link* adalah 300 cm.

2. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.35$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$N_y = A_g \times f_y = 145.5 \times 2500 = 363750 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y = 0.15 \times 363750 = 53562.5 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y > N_u$$

$$53562.5 > 0 \text{ kg}$$

Karena  $0,15 N_y > N_u$ , maka berdasarkan acuan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* tidak diperhitungkan.

### 3. Kontrol kuat geser

Berdasarkan acuan peraturan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari  $V_p$  atau  $2 M_p/e$ .

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot tw = 74580 \text{ kg}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 6657500}{100} = 133150 \text{ kg}$$

$$V_n = V_p = 74580 \text{ kg}$$

- Cek kapasitas penampang

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$15797.67 \leq 0.9 \times 74580$$

$$15797.67 \leq 67122 \text{ kg (OK)}$$



#### 4. Kontrol sudut rotasi link

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7, untuk nilai  $e$  lebih kecil dari  $\frac{1,6 \times Mp}{V_p}$  sudut rotasi link tidak boleh melebihi 0.08 radian.

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \phi = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \frac{\delta x}{H \text{ lantai}} = \left(\frac{735}{100}\right) \cdot \frac{1.89}{400} = 0.034$$

$\alpha < \alpha \text{ maks (OK)}$

$0.034 < 0.08 \text{ radian (OK)}$

#### 4.4.1.2 Pengaku link arah memanjang

Untuk pengaku dengan panjang  $link \leq 1,6 \cdot Mp / V_p$ , harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk  $\alpha = 0,08 \text{ radian}$

$$S = 30 \text{ tw} - d/5 = 30 \times 1.1 - 48.2/5 = 23.26 \text{ cm}$$

Untuk  $\alpha = 0,02 \text{ radian}$

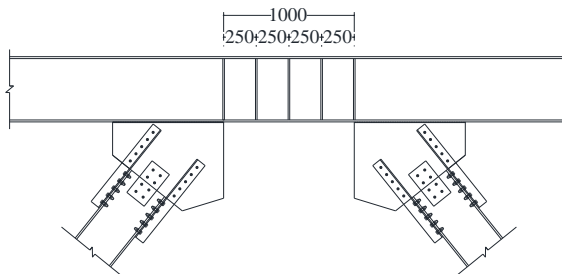
$$S = 52 \text{ tw} - d/5 = 52 \times 1.1 - 48.2/5 = 47.56 \text{ cm}$$

Untuk  $\alpha = 0,034 \text{ radian}$ , maka harus diinterpolasi

$$S = 47.5 - \left(\frac{0.034 - 0.02}{0.08 - 0.02}\right) \cdot (47.56 - 23.26) = 41.5 \text{ cm}$$

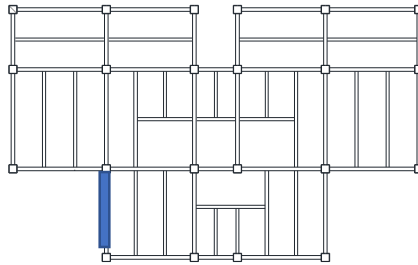
Dipasang pengaku antara dengan jarak 25 cm.

Tebal pengaku digunakan nilai terbesar antara 0,75 tw (0,75x11= 8,25 mm,) dan 10 mm, sehingga digunakan 10 mm.



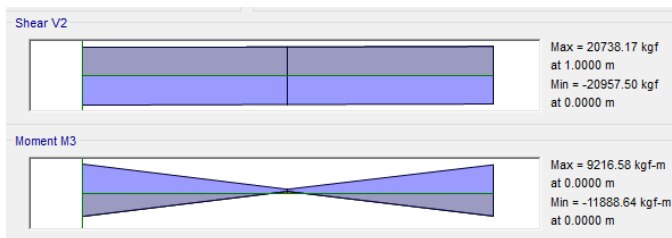
Gambar 4. 54 Jarak Pengaku Link Memanjang

#### 4.4.1.3 Perencanaan link arah melintang



Balok link direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 114 \text{ kg/m}$	$r = 26 \text{ mm}$	$h = d-2(t_f+r)$
$A = 145.5 \text{ cm}^2$	$Z_x = 2663 \text{ cm}^3$	$= 400 \text{ mm}$
$d = 482 \text{ mm}$	$Z_y = 689 \text{ cm}^3$	$S_x = 2500 \text{ cm}^3$
$b_f = 300 \text{ mm}$	$i_x = 20.4 \text{ cm}$	$S_y = 451 \text{ cm}^3$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$i_y = 6.82 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 15 \text{ mm}$	$I_x = 60400 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 6760 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$



Gambar 4. 55 Gaya Dalam Link Arah Melintang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$$N_u = 0 \text{ kg}$$

$$V_u = 20957,5 \text{ kg}$$

$$M_u = 11888,64 \text{ kgm}$$

1. Penentuan jenis link

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 2663 \times 2500 = 6657500 \text{ kgcm}$$

$$V_p = 0.6 \cdot f_y \cdot (d - 2t_f) \cdot t_w = 0.6 \times 2500 \times (48.2 - 2 \times 1.5) \times 1.1 \\ = 74580 \text{ kg}$$

$$e = \frac{1,6 \times M_p}{V_p} = \frac{1,6 \times 6657500}{74590} = 142.82 \text{ cm}$$

$$e = \frac{2,6 \times M_p}{V_p} = \frac{2,6 \times 6657500}{74590} = 232.09 \text{ cm}$$

$$e = \frac{5 \times M_p}{V_p} = \frac{5 \times 6657500}{74590} = 446.33 \text{ cm}$$

Pada analisa yang dilakukan di aplikasi ETABS, direncanakan panjang link untuk Short adalah 100 cm, Intermediate adalah 200 cm, dan Long adalah 300 cm.

## 2. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.35$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$N_y = A_g \times f_y = 145.5 \times 2500 = 363750 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y = 0.15 \times 363750 = 53562.5 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y > N_u$$

$$53562.5 > 0 \text{ kg}$$

Karena  $0,15 N_y > N_u$ , maka berdasarkan acuan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* tidak diperhitungkan.

### 3. Kontrol kuat geser

Berdasarkan acuan peraturan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari  $V_p$  atau  $2 M_p/e$ .

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 74580 \text{ kg}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 6657500}{100} = 133150 \text{ kg}$$

$$V_n = V_p = 74580 \text{ kg}$$

- Cek kapasitas penampang

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$20957,5 \leq 0,9 \times 74580$$

$$20957,5 \leq 67122 \text{ kg (OK)}$$

### 4. Kontrol sudut rotasi link

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7, untuk nilai  $e$  lebih kecil dari  $\frac{1,6 \times M_p}{V_p}$  sudut rotasi link tidak boleh melebihi 0.08 radian.

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \phi = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \frac{\delta x}{H \text{ lantai}} = \left(\frac{740}{100}\right) \cdot \frac{1.704}{400} = 0.0315$$

$$\alpha < \alpha \text{ maks (OK)}$$

$$0.0315 < 0.08 \text{ radian (OK)}$$

#### 4.4.1.4 Pengaku link arah Melintang

Untuk pengaku dengan panjang *link*  $\leq 1,6 \cdot M_p / V_p$ , harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk  $\alpha = 0,08$  radian

$$S = 30 t_w - d/5 = 30 \times 1.1 - 48.2/5 = 23.26 \text{ cm}$$

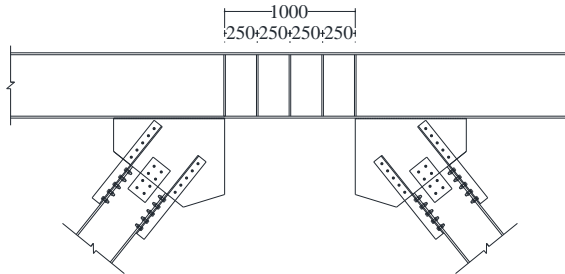
Untuk  $\alpha = 0,02$  radian

$$S = 52 \text{ tw} - d/5 = 52 \times 1.1 - 48.2/5 = 47.56 \text{ cm}$$

Untuk  $\alpha = 0,0315$  radian, maka harus diinterpolasi

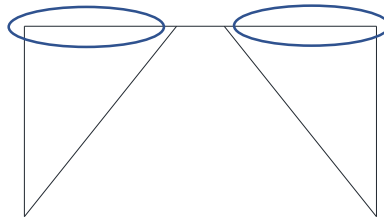
$$S = 47.56 - \left( \frac{0.0315 - 0.02}{0.08 - 0.02} \right) \cdot (47.56 - 23.26) = 42.9 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 25 cm. Tebal pengaku digunakan nilai terbesar antara 0,75 tw ( $0,75 \times 11 = 8,25 \text{ m}$ .) dan 10 mm, sehingga digunakan 10 mm.



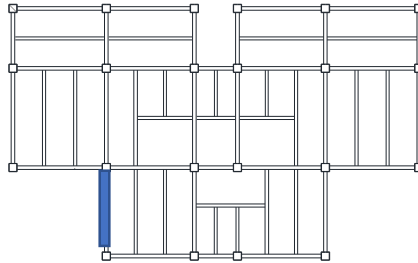
Gambar 4. 56 Jarak Pengaku Link Melintang

#### 4.4.2 Balok diluar link



Gambar 4. 57 Elemen Balok diluar Link

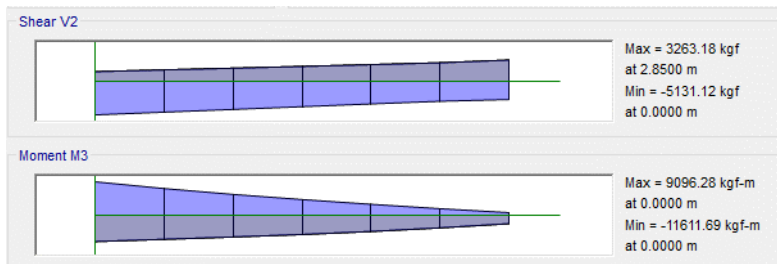
#### 4.4.2.1 Balok diluar link arah melintang



Gambar 4. 58 Balok Luar Link Melintang yang ditinjau

Balok diluar link direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 114 \text{ kg/m}$	$r = 26 \text{ mm}$	$h = d - 2(t_f + r)$
$A = 145.5 \text{ cm}^2$	$Z_x = 2663 \text{ cm}^3$	$= 400 \text{ mm}$
$d = 482 \text{ mm}$	$Z_y = 689 \text{ cm}^3$	$S_x = 2500 \text{ cm}^3$
$b_f = 300 \text{ mm}$	$i_x = 20.4 \text{ cm}$	$S_y = 451 \text{ cm}^3$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$i_y = 6.82 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 15 \text{ mm}$	$I_x = 60400 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 6760 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$



Gambar 4. 59 Gaya dalam Balok Luar Link Melintang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$M_u = 11611.69 \text{ kgm}$

$V_u = 5131.12 \text{ kg}$

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar  $R_y \cdot V_n$  dan kuat rencana balok diluar *link* dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor  $R_y$ .

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n = 1.1 \times 1.5 \times 74580 = 123057 \text{ kg}$$

$V_n$  = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari  $V_p$  atau  $2M_p/e$

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 0.6 \times 2500 \times (48.2 - 2 \times 1.5) \times 1.1 = 74580 \text{ kg}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 2663 \times 2500 = 6657500 \text{ kgcm}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 6657500}{100} = 133150 \text{ kg}$$

sehingga  $V_p$  diambil = 74580 kg

Maka,  $V_u = 123057 \text{ kg}$

#### 1. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.35$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times f_y = 6657500 \text{ kgcm}$$

2. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63.35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times 40 \times 1.1 \times 1 = 66000 \text{ kg}$$

3. Kontrol interaksi geser dan lentur

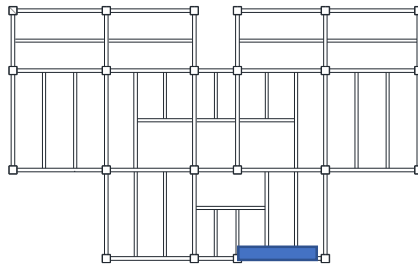
$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{1161169}{5991750} + 0,625 \frac{123057}{66000} \leq 1,375$$

$$0.194 + 1.165 \leq 1,375$$

$$1.359 \leq 1,375 \text{ (OK)}$$

#### 4.4.2.2 Balok diluar link arah memanjang



Gambar 4. 60 Balok Luar Link Memanjang yang ditinjau

Balok diluar link direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, dengan data – data sebagai berikut:

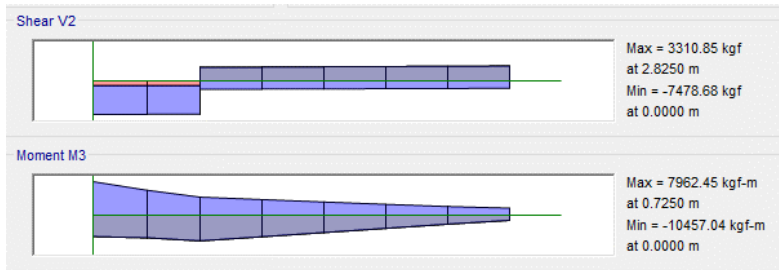
$$W = 114 \text{ kg/m}$$

$$r = 26 \text{ mm}$$

$$h = d - 2(t_f + r)$$



$A = 145.5 \text{ cm}^2$	$Z_x = 2663 \text{ cm}^3$	$= 400 \text{ mm}$
$d = 482 \text{ mm}$	$Z_y = 689 \text{ cm}^3$	$S_x = 2500 \text{ cm}^3$
$b_f = 300 \text{ mm}$	$i_x = 20.4 \text{ cm}$	$S_y = 451 \text{ cm}^3$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$i_y = 6.82 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 15 \text{ mm}$	$I_x = 60400 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 6760 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$



Gambar 4. 61 Gaya Dalam Balok Luar Link

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$$M_u = 10457.04 \text{ kgm}$$

$$V_u = 7478.68 \text{ kg}$$

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar  $R_y \cdot V_n$  dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor  $R_y$ .

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n = 1.1 \times 1.5 \times 74580 = 123057 \text{ kg}$$

$V_n$  = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari  $V_p$  atau  $2M_p/e$

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 0.6 \times 2500 \times (48.2 - 2 \times 1.5) \times 1.1 = 74580 \text{ kg}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 2663 \times 2500 = 6657500 \text{ kgcm}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 6657500}{100} = 133150 \text{ kg}$$

sehingga  $V_p$  diambil = 74580 kg

Maka,  $V_u = 123057 \text{ kg}$

1. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.35$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times f_y = 6657500 \text{ kgcm}$$

2. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63.35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times 40 \times 1.1 \times 1 = 66000 \text{ kg}$$

3. Kontrol interaksi geser dan lentur

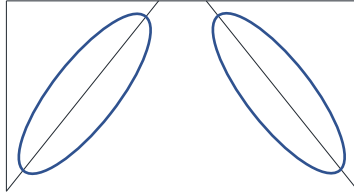
$$\frac{M_u}{0.9 M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{1045704}{5991750} + 0,625 \frac{123057}{66000} \leq 1,375$$

$$0.174 + 1.165 \leq 1,375$$

$$1.339 \leq 1,375 \text{ (OK)}$$

#### 4.4.3 Perencanaan bresing



Gambar 4. 62 Elemen Bresing

##### 4.4.3.1 Perencanaan bresing arah memanjang

Bresing direncanakan menggunakan profil WF 350x250x8x12, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 69.2 \text{ kg/m}$	$r = 20 \text{ mm}$	$h = d - 2(t_f + r)$
$A = 88.15 \text{ cm}^2$	$Z_x = 1163 \text{ cm}^3$	$= 272 \text{ mm}$
$d = 336 \text{ mm}$	$Z_y = 377 \text{ cm}^3$	$S_x = 1100 \text{ cm}^3$
$b_f = 249 \text{ mm}$	$i_x = 14.5 \text{ cm}$	$S_y = 248 \text{ cm}^3$
$t_w = 8 \text{ mm}$	$i_y = 4.92 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 12 \text{ mm}$	$I_x = 18500 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 3090 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 51.56^\circ \text{ (Sudut Bresing)}$$

$$L = 510.69 \text{ cm}$$

Berdasarkan peraturan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25  $R_y V_n$ . Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

$$V_u = 1,25 \cdot R_y \cdot V_n = 1,25 \times 1.5 \times 74580 = 139837.5 \text{ kg}$$

$$P_{u\text{tekan}} = \frac{V_u}{\sin\alpha} = \frac{139837.5}{\sin 51.56} = 178534 \text{ kg}$$

$$P_{u\text{tarik}} = \frac{V_u}{\sin\alpha} = \frac{139837.5}{\sin 51.56} = 178534 \text{ kg}$$

1. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{249}{2 \times 12} = 10.375$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15.81$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{272}{8} = 34$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42.058$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

2. Kontrol kuat bresing

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{510.69}{14.5} = 35.22$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{510.69}{4.92} = 103.798$$

$$\lambda \text{ pakai} = 103.798$$

$$f_e = \frac{\pi^2 x E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2000000}{(103.798)^2} = 1832.083 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$103.798 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

103.798 ≤ 133.219 maka,

$$F_{cr} = \left[ 0.685 \frac{f_y}{f_e} \right] x f_y = \left[ 0.685 \frac{2500}{1832.083} \right] x 2500 = 1491.863$$

- Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot Ag = 1.5 \times 2500 \times 88.15 = 330562.5 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 330562.5 = 297506.3 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$297506.3 > 178534 \text{ kg (OK)}$$

- Bresing tekan

$$P_{max} = 1.1 \cdot R_y \cdot Ag \cdot F_{cr} = 1.1 \times 1.5 \times 88.15 \times 1491.863 = 216987.7 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.85 \times 216987.7 = 195288.9 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$195288.9 > 178534 \text{ kg (OK)}$$

#### 4.4.3.2 Perencanaan bresing arah melintang

Bresing direncanakan menggunakan profil WF 350x250x8x12, dengan data – data sebagai berikut:

W = 69.2 kg/m	r = 20 mm	h = d-2(t <sub>f</sub> +r)
A = 88.15 cm <sup>2</sup>	Z <sub>x</sub> = 1163 cm <sup>3</sup>	= 272 mm
d = 336 mm	Z <sub>y</sub> = 377 cm <sup>3</sup>	S <sub>x</sub> = 1100 cm <sup>3</sup>
b <sub>f</sub> = 249 mm	i <sub>x</sub> = 14.5 cm	S <sub>y</sub> = 248 cm <sup>3</sup>
t <sub>w</sub> = 8 mm	i <sub>y</sub> = 4.92 cm	f <sub>y</sub> = 250 Mpa
t <sub>f</sub> = 12 mm	I <sub>x</sub> = 18500 cm <sup>4</sup>	f <sub>u</sub> = 410 Mpa
	I <sub>y</sub> = 3090 cm <sup>4</sup>	E = 200000 Mpa

$$\alpha = 51.34^\circ \text{ (Sudut Bresing)}$$

$$L = 512.25 \text{ cm}$$

Berdasarkan peraturan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25  $R_y V_n$ . Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

$$V_u = 1,25 \cdot R_y \cdot V_n = 1,25 \times 1.5 \times 74580 = 139837.5 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{139837.5}{\sin 51.34} = 179079.4 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{139837.5}{\sin 51.34} = 179079.4 \text{ kg}$$

#### 1. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{249}{2 \times 12} = 10.375$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15.81$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{272}{8} = 34$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 41.058$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

#### 2. Kontrol kuat bresing

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{512.25}{14.5} = 35.32$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{512.25}{4.92} = 104.116$$

$$\lambda \text{ pakai} = 104.116$$

$$f_e = \frac{\pi^2 x E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 x 2000000}{(104.116)^2} = 1820.942 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$104.116 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$$104.116 \leq 133.219 \text{ maka,}$$

$$F_{cr} = \left[ 0.685 \sqrt{\frac{f_y}{f_e}} \right] x f_y = \left[ 0.685 \sqrt{\frac{2500}{1820.942}} \right] x 2500 = 1487.157$$

- Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot Ag = 1.5 \times 2500 \times 88.15 = 330562.5 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 330562.5 = 297506.3 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$297506.3 > 179079.4 \text{ kg (OK)}$$

- Bresing tekan

$$P_{max} = 1.1 \cdot R_y \cdot Ag \cdot F_{cr} = 1.1 \times 1.5 \times 88.15 \times 1487.157 = 216303.3 \text{ kg}$$

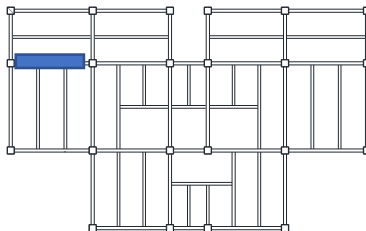
$$\phi_c P_n = 0.85 \times 216303.3 = 194673 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$194673 > 179079.4 \text{ kg (OK)}$$

#### 4.4.4 Perencanaan balok induk

##### 4.4.4.1 Perencanaan balok induk arah memanjang



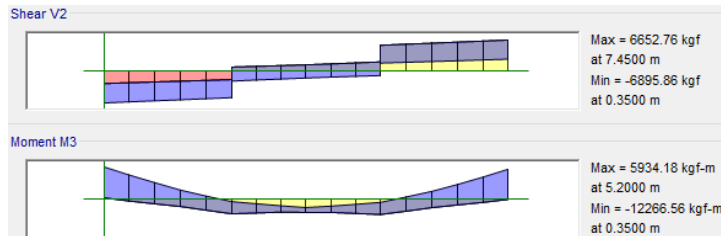
Gambar 4. 63 Balok Induk Memanjang yang ditinjau

Balok induk arah melintang direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 114 \text{ kg/m}$	$r = 26 \text{ mm}$	$h = d - 2(t_f + r)$
$A = 145.5 \text{ cm}^2$	$Z_x = 2663 \text{ cm}^3$	$= 400 \text{ mm}$
$d = 482 \text{ mm}$	$Z_y = 689 \text{ cm}^3$	$S_x = 2500 \text{ cm}^3$
$b_f = 300 \text{ mm}$	$i_x = 20.4 \text{ cm}$	$S_y = 451 \text{ cm}^3$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$i_y = 6.82 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 15 \text{ mm}$	$I_x = 60400 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 6760 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

a. Sebelum komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek dan beban pelat beton. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4. 64 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Sebelum Komposit

$$\begin{aligned} M_{\max} &: 12255.56 \text{ kgm} \\ V_{\max} &: 6895.86 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$



$\lambda < \lambda_p$  (Penampang kompak)

○ Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$\lambda < \lambda_p$  (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 2663 \times 2500 = 6657500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1225556 \leq 0.9 \times 6657500$$

$$1225556 \leq 5991750 \text{ kgcm (OK)}$$

• Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 780 \text{ cm}$$

$$L_p = 339.5018 \text{ cm}$$

$$L_r = 980.6543 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \text{ (Bentang Menengah)}$$

$$M_{maks} = 12255.56 \text{ kgm}$$

$$M_A = 3652.82 \text{ kgm}$$

$$M_B = 5130.9 \text{ kgm}$$

$$M_C = 4054.28 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2.3$$

$$= \frac{12,5 \times 12255.56}{2,5 \times 12255.56 + 3 \times 3652.82 + 4 \times 5130.9 + 3 \times 4054.28}$$

$$= 2.06 \leq 2.3$$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$= 2,06 \left[ 6657500 - (6657500 - \right.$$

$$\left. 0,7 \times 2500 \times 2500) \left( \frac{780 - 339.5018}{980.6543 - 339.5018} \right) \right] < 6657500$$

$$10495655 \text{ kgcm} \leq 6657500 \text{ kgcm (NOT OK) Digunakan } M_p$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1225556 \leq 0.9 \times 6462274.568$$

$$1225556 \leq 5816047.111 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63.35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times 40 \times 1.1 \times 1 = 66000 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$6895.86 \leq 66000 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 780 \text{ cm}$$

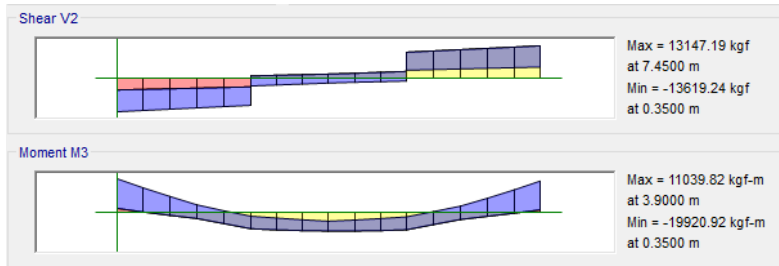
$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{830}{360} = 2.166 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0.411 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.09 \text{ cm} < 2.166 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

- Setelah komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4. 65 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Setelah Komposit

$M_{max}$  : 11039.82 kgm

$M_{min}$  : 19920.92 kgm

$V_{max}$  : 13619.24 kg

#### 1. Zona Momen Positif

Menghitung momen nominal

- Lebar efektif (SNI 1729:2015 Pasal I3.1.a)

$$B_{eff} \leq \frac{1}{8} L = \frac{1}{8} 780 = 97.5 \text{ cm}$$

$$B_{eff} \leq \frac{1}{2} S = \frac{1}{2} 245 = 122.5 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai  $B_{eff} = 97.5 \text{ cm}$

- Kriteria penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$\lambda < \lambda_p$  (Penampang kompak), sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

- Kontrol Momen

$$C1 = 0.85 f'c' t_{plat} b_{eff} = 0.85 \times 300 \times 3.6 \times 97.5 = 89505 \text{ kg}$$

$$C2 = A_s f_y = 145.5 \times 2500 = 363750 \text{ kg}$$

Karena  $C1 < C2$ , maka garis netral terletak pada baja

$$a = \frac{c}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} = \frac{89505}{0,85 \cdot 300 \cdot 97,5} = 3,6 \text{ cm}$$

$$d1 = h_r + t_{plat} - a/2 = 54 + 36 - 18 = 72 \text{ mm}$$

Gaya pada sayap profil  $P_f$

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 1,5 \times 2500 = 112500 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil  $P_w$

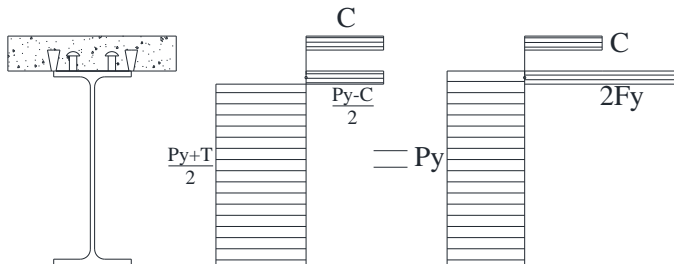
$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{363750 - 89505}{2} - 112500 = 24622,5 \text{ kg}$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{24622,5}{1,1 \times 2500} = 8,95 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + (P_w (t_f + 0,5 a_w))}{P_f + P_w}$$

$$d_2 = \frac{(112500 \times 0,5 \times 1,5) + (24622,5 (1,5 + 0,5 \times 8,95))}{112500 + 24622,5} = 1,6885 \text{ cm}$$

$$d3 = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} 482 = 241 \text{ mm}$$



Gambar 4. 66 Distribusi Tegangan Plastik Daerah Momen Positif Balok Induk Memanjang

$$C = 89505 \text{ kg}$$

$$T = 363750 \text{ kg}$$

$$M_n = C (d_1 + d_2) + T (d_3 - d_2) = 89505 (7.2 + 1,6885) + 363750 (24.1 - 1,6885) = 8947733 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$11882.8 \leq 0.9 \times 89477,33$$

$$11039.82 \leq 80529,593 \text{ kgm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.3567$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \\ = 0.6 \times 2500 \times 40 \times 1.1 \times 1 = 66000 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$13619.24 \leq 66000 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 780 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{780}{360} = 2.16 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0.29 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.29 \text{ cm} < 2.16 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

## 2. Zona Momen negatif

Data tulangan negatif pelat:

$$\text{Diameter} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Tulangan (Ar)} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \text{Beff/Jarak tulangan} = 97.5/30 = 3,25 = 4 \text{ buah}$$

$$\text{selimut beton (c)} = 20 \text{ mm}$$

- Menghitung momen nominal

$$T = n \cdot A_r \cdot f_y = 4 \times 0.785 \times 5000 = 15708 \text{ kg}$$

$$P_y = A_s f_y = 145.5 \times 2500 = 363750 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap profil  $P_f$

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 1.5 \times 2500 = 112500 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{363750 - 15708}{2} - 112500 = 61521 \text{ kg}$$

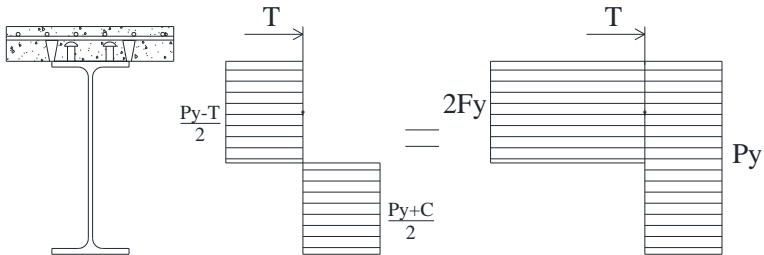
$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{61521}{1.1 \times 2500} = 22.37 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0.5 t_f) + (P_w (t_f + 0.5 a_w))}{P_f + P_w}$$

$$d_2 = \frac{(112500 \times 0.5 \times 1.5) + (61521 (1.5 + 0.5 \times 22.37))}{112500 + 61521} = 13.17 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = 24.1$$

$$d_1 = h_r + t_{\text{plat}} - c = 5.4 + 3.6 - 2 = 7 \text{ cm}$$



Gambar 4. 67 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif Balok Induk Memanjang

$$M_n = T(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) = 18849.6(7 + 13.17) + 363750(24.1 - 13.17) = 4292444.86 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$19920.92 \leq 0.9 \times 42924.4486$$

$$20024 \leq 38632,004 \text{ kgm (OK)}$$

### 3. Perencanaan Shear Connector (Stud)

$$d = 19 \text{ mm}$$

$$A_s = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 0,043 \times W_c^{1.5} \sqrt{f_c} = 0,043 \times 2400^{1.5} \sqrt{30} = 27691,5 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (f_c' \cdot E_c)^{0.5} = 0,5 \cdot 2.83 \cdot (300 \cdot 27691,5)^{0.5} = 129211 \text{ N}$$

$$R_g R_p A_{sa} F_u = 1 \times 0.75 \times 2.83 \times 4100 = 9 = 8718.509 \text{ kg}$$

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{2Q_n} = \frac{89505}{2 \times 8718.509} = 5,13 = 8 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah:

$$S_{min} = 6 \times d_s = 6 \times 1.9 = 11.4 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 9 = 72 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{780}{8} = 97.5 = 70 \text{ cm}$$

Jumlah penghubung geser momen negatif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

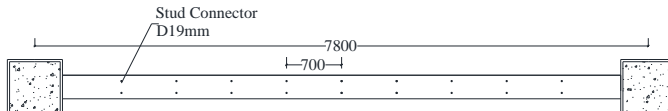
$$N = \frac{v'}{2Q_n} = \frac{15707,96}{2 \times 8718.509} = 1.08 = 2 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen negatif adalah:

$$S_{min} = 6 \times d_s = 6 \times 1.9 = 11.4 \text{ cm}$$

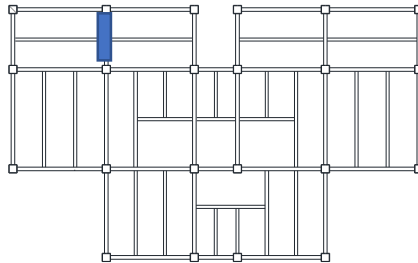
$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 9 = 72 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{780}{2} = 390 = 70 \text{ cm}$$



Gambar 4. 68 Shear Connector Balok Memanjang

#### 4.4.4.2 Perencanaan balok induk arah melintang



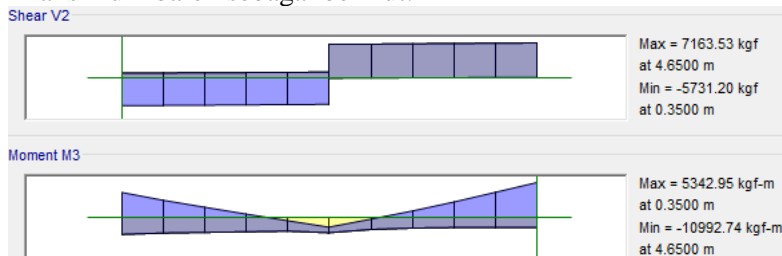
Gambar 4. 69 Balok Induk Melintang yang ditinjau

Balok induk arah memanjang direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 114 \text{ kg/m}$	$r = 26 \text{ mm}$	$h = d - 2(t_f + r)$
$A = 145.5 \text{ cm}^2$	$Z_x = 2663 \text{ cm}^3$	$= 400 \text{ mm}$
$d = 482 \text{ mm}$	$Z_y = 689 \text{ cm}^3$	$S_x = 2500 \text{ cm}^3$
$b_f = 300 \text{ mm}$	$i_x = 20.4 \text{ cm}$	$S_y = 451 \text{ cm}^3$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$i_y = 6.82 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 15 \text{ mm}$	$I_x = 60400 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 6760 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

a. Sebelum komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek dan beban pelat beton. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4. 70 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Sebelum Komposit



$$M_{\max} : 10992.74 \text{ kgm}$$

$$V_{\max} : 7163.53 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (Penampang kompak)}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (Penampang kompak)}$$

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 2663 \times 2500 = 6657500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1099274 \leq 0.9 \times 6657500$$

$$10992.74 \leq 5991750 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 500 \text{ cm}$$

$$L_p = 339.5018 \text{ cm}$$

$$L_r = 980.6543 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \text{ (Bentang Menengah)}$$

$$M_{\max} = 10992.74 \text{ kgm}$$

$$M_A = 4813.16 \text{ kgm}$$

$$M_B = 7844.51 \text{ kgm}$$

$$M_C = 4619.68 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2.3$$

$$= \frac{12,5 \times 10992.74}{2,5 \times 10992.74 + 3 \times 4813.16 + 4 \times 7844.51 + 3 \times 4619.68}$$

$$= 1.53 \leq 2.3$$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$= 1.53 \left[ 6657500 - (6657500 - 0.7 \times 2500 \times 2500) \left( \frac{500 - 339.5018}{980.6543 - 339.5018} \right) \right] < 6657500$$

9595060 kgcm  $\leq$  6657500 kgcm (NOT OK), digunakan  $M_p$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1099274 \leq 0.9 \times 6462274.568$$

$$1099274 \leq 5816047.111 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$\lambda_p = 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63.35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1.00 \text{ dan } C_v = 1.0$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times 40 \times 1.1 \times 1 = 66000 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$7163.53 \leq 66000 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 500 \text{ cm}$$

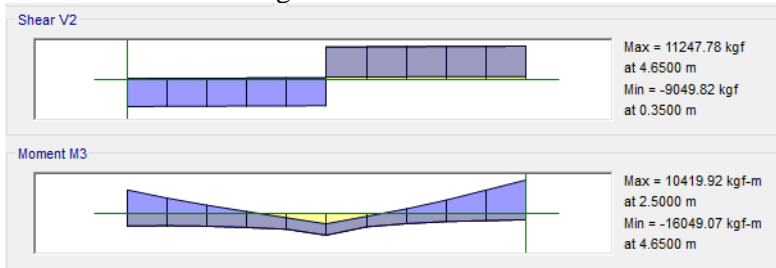
$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{500}{360} = 1.389 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0.028 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.028 \text{ cm} < 2.305 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

b. Setelah komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4. 71 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Setelah Komposit

$M_{max} : 10419.92 \text{ kgm}$

$M_{min} : 16049.07 \text{ kgm}$

$V_{max} : 11247.78 \text{ kg}$

1. Zona Momen Positif

Menghitung momen nominal

- Lebar efektif (SNI 1729:2015 Pasal I3.1.a)

$$B_{eff} \leq \frac{1}{8} L = \frac{1}{8} 500 = 62.5 \text{ cm}$$

$$B_{eff} \leq \frac{1}{2} S = \frac{1}{2} 250 = 125 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai  $B_{eff} = 62.5 \text{ cm}$

- Kriteria penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$\lambda < \lambda_p$  (Penampang kompak), sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

- Kontrol Momen

$$C1 = 0.85 f_c' t_{plat} b_{eff} = 0.85 \times 300 \times 3.6 \times 62.5 = 57375 \text{ kg}$$

$$C2 = A_s f_y = 145.5 \times 2500 = 363750 \text{ kg}$$

Karena  $C1 < C2$ , maka garis netral terletak pada baja

$$a = \frac{c}{0.85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} = \frac{57375}{0.85 \cdot 300 \cdot 62.5} = 3.6 \text{ cm}$$

$$d1 = h_r + t_{plat} - a/2 = 54 + 36 - 18 = 72 \text{ mm}$$

Gaya pada sayap profil  $P_f$

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 1.5 \times 2500 = 112500 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil  $P_w$

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{363750 - 57375}{2} - 112500 = 40687.5 \text{ kg}$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{40687.5}{1.1 \times 2500} = 14.795 \text{ cm}$$

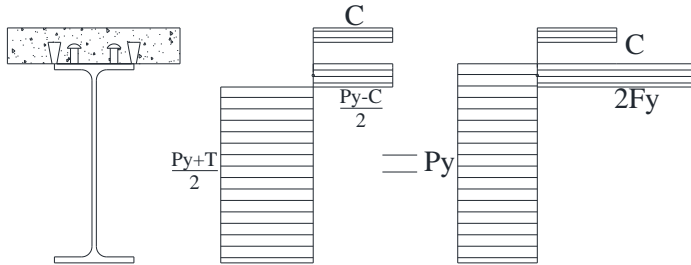
$$d_2 = \frac{(P_f \times 0.5 t_f) + (P_w (t_f + 0.5 a_w))}{P_f + P_w}$$

$$d_2 = \frac{(112500 \times 0.5 \times 1.5) + (40687.5 (1.5 + 0.5 \times 14.795))}{112500 + 40687.5} = 2.914 \text{ cm}$$

$$d3 = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} 482 = 241 \text{ mm}$$

$$C = 57375 \text{ kg}$$

$$T = 363759 \text{ kg}$$



Gambar 4. 72 Distribusi Tegangan Plastik Daerah Momen Positif Balok Induk Melintang

$$M_n = C(d_1 + d_2) + T(d_3 - d_2) = 57375(7.2 + 2.914) + 363750(24.1 - 2.914) = 9196195 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$10404.48 \leq 0.9 \times 91961.95$$

$$10419.92 \leq 82765.75 \text{ (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.3567$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1.00 \text{ dan } C_v = 1.0$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$= 0.6 \times 2500 \times 40 \times 1.1 \times 1 = 66000 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$11247.78 \leq 66000 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 500 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{500}{360} = 1.389 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0.218 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.218 \text{ cm} < 1.389 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

## 2. Zona Momen negatif

Data tulangan negatif pelat:

Diameter = 10 mm

Luas Tulangan (Ar) = 0.785 cm<sup>2</sup>

Jumlah tulangan = Beff/Jarak tulangan = 62.5/30 = 2,08 = 2 buah  
selimut beton (c) = 20 mm

- Menghitung momen nominal

$$T = n \cdot A_r \cdot f_y = 2 \times 0.785 \times 5000 = 7853,982 \text{ kg}$$

$$P_y = A_{sfy} = 145.5 \times 2500 = 363750 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap profil  $P_f$

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 1.5 \times 2500 = 112500 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{363750 - 7853,982}{2} - 112500 = 65448,01 \text{ kg}$$

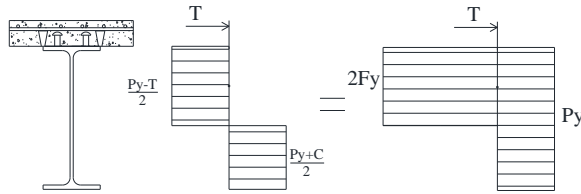
$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{65448,01}{1.1 \times 2500} = 23.799 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + (P_w (t_f + 0,5 a_w))}{P_f + P_w}$$

$$d_2 = \frac{(112500 \times 0,5 \times 1.5) + (65448,01 (1.5 + 0,5 \times 23.799))}{112500 + 65448,01} = 13.873 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = 24.1 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_{plat} - c = 5.4 + 3.6 - 2 = 7 \text{ cm}$$



Gambar 4. 73 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif Balok Induk Melintang

$$M_n = T(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) = 7853,982(7 + 13.873) + 363750(24.1 - 13.873) = 3883725 \text{ kgcm}$$

$$\begin{aligned} M_u &\leq \phi_b M_n \\ 16049.07 &\leq 0.9 \times 38837.25 \\ 16049.07 &\leq 34953.53 \text{ kgm (OK)} \end{aligned}$$

### 3. Perencanaan Shear Connector (Stud)

$$d = 19 \text{ mm}$$

$$A_{sa} = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 0.043 \times W_c^{1.5} \sqrt{f_c} = 0.043 \times 2400^{1.5} \sqrt{30} = 27691.47 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0.5 \cdot A_{sc} \cdot (f_c' \cdot E_c)^{0.5} = 0.5 \cdot 2.83 \cdot (300 \cdot 27691.47)^{0.5} = 129211.4 \text{ N}$$

$$R_g R_p A_{sa} F_u = 1 \times 0.75 \times 2.83 \times 410 = 98718.509 \text{ kg}$$

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{2Q_n} = \frac{57375}{2 \times 98718.509} = 3.29 = 6 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah:

$$S_{min} = 6 \times d_s = 6 \times 1.9 = 11.4 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 9 = 72 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{500}{6} = 83.33 = 70 \text{ cm}$$

Jumlah penghubung geser momen negatif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

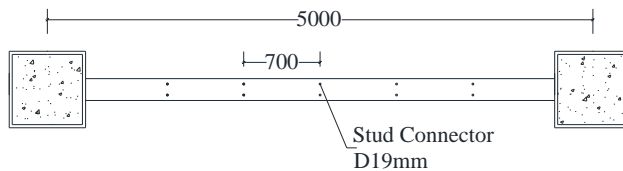
$$N = \frac{v'}{2Qn} = \frac{7853,982}{2 \times 8718.509} = 0.45 = 2 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen negatif adalah:

$$S_{\min} = 6 \times d_s = 6 \times 1.9 = 11.4 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 8 \times t_{\text{plat}} = 8 \times 9 = 72 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{500}{2} = 250 = 70 \text{ cm}$$



Gambar 4. 74 Shear Connector Balok Melintang

#### 4.4.4.3 Penulangan balok induk beton

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan longitudinal = 25 mm,  $A_s = 4,908 \text{ cm}^2$

Diameter tulangan sengkang = 13 mm,  $A_s = 1,327 \text{ cm}^2$

$b = 400 \text{ mm}$

$h = 600 \text{ mm}$

Selimut beton = 40 mm

$d = h - \text{selimut beton} - 0,5 \text{ tulangan longitudinal} - \text{tulangan sengkang}$

$$d = 600 - 40 - (0,5 \times 25) - 13 = 534.5 \text{ mm}$$

$d' = \text{Selimut beton} + 0,5 \text{ tulangan longitudinal} + \text{tulangan sengkang}$

$$d' = 40 + (0,5 \times 25) + 13 = 65.5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 400}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0363$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0363 = 0.0273$$

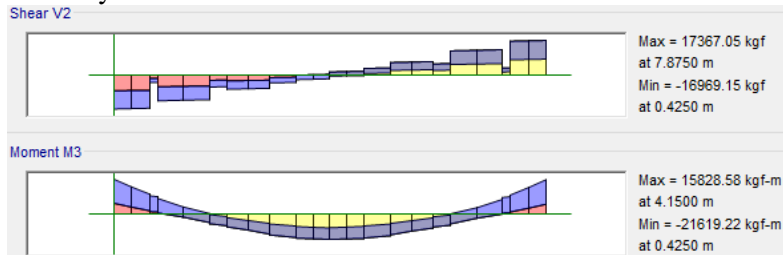


$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.352$$

- Gaya dalam



Gambar 4. 75 Gaya Dalam Balok Induk Beton

Mu tumpuan negatif = 21619,22 kgm

Mu tumpuan positif = 6666,86 kgm

Mu lapangan = 15828,58 kgm

- Perhitungan tulangan negatif tumpuan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{216192200}{0.9 \cdot 400 \cdot 534,5^2} = 2,102$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 2,102}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0053$$

$$A_{sperlu} = \rho b d = 0.0053 \times 400 \times 534,5 = 1132,29 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{sperlu}}{A_s} = \frac{1132,29}{490,87} = 2,306 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 4D25

Keseimbangan gaya internal

$$C_c = 0.85 \times f'_c \times a \times b$$

$$T_s = A_s \times f_y$$

$$C_c = T_s$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1963,495 \times 420}{0,85 \times 40 \times 400} = 60,637 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{s, \text{terpasang}} \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1963,495 \times 420 \times \left( 534,3 - \frac{60,637}{2} \right)$$

$$M_n = 415782237,6 \text{ N.mm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 415782237,6 = 374204013,6 \text{ kg.m} > M_u = 21619,22 \text{ kg.m}$$

maka penulangan lentur memenuhi, dipakai 4D25

Kontrol kesesuaian penggunaan nilai faktor reduksi kekuatan

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{60,637}{0,764} = 79,368 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0,003 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (534,5 - 79,368)}{79,368}$$

$$\varepsilon_s = 0,017 > 0,005 \text{ (asumsi } \phi \text{ benar)}$$

- Perhitungan tulangan positif tumpuan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{66668600}{0,9 \cdot 400 \cdot 534,5^2} = 0,648$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,352 \times 0,648}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0015 < \rho_{\min}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho b d = 0,0038 \times 400 \times 534,5 = 824,506 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_s} = \frac{824,506}{490,87} = 1,67 \text{ buah}$$

Persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.10 menyatakan bahwa jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari 1/3 tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan.

$$n_{\text{bawah}} \geq \frac{1}{3} n_{\text{atas}}$$

$$n_{\text{bawah}} \geq \frac{1}{3} \times 4$$

$$n_{\text{bawah}} \geq 2$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 2D25

Keseimbangan gaya internal

$$C_c = 0,85 \times f_c' \times a \times b$$

$$T_s = A_s \times f_y$$

$$C_c = T_s$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{981,747 \times 420}{0,85 \times 40 \times 400} = 30,318 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{s,terpasang} \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) = 981,747 \times 420 \times \left( 534,5 - \frac{30,318}{2} \right)$$

$$M_n = 214141830,5 \text{ N.mm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 214141830,5 = 192727,764 \text{ kg.m} > M_u = 6666,86 \text{ kg.m}$$

maka penulangan lentur memenuhi, dipakai 2D25

Kontrol kesesuaian penggunaan nilai faktor reduksi kekuatan

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{30,318}{0,764} = 39,684 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0,003 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (534,5 - 39,684)}{39,684}$$

$$\varepsilon_s = 0,037 > 0,005 \text{ (asumsi } \phi \text{ benar)}$$

- Perhitungan tulangan lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{158285800}{0,9 \cdot 400 \cdot 534,5^2} = 1,539$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 1,539}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00375$$

$$A_{sperlu} = \rho b d = 0,0038 \times 400 \times 534,5 = 824,506 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{sperlu}}{A_s} = \frac{824,506}{490,87} = 1,67 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 2D25 (tulangan atas)

Persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.10 menyatakan bahwa jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari 1/3 tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan.

$$n_{\text{bawah}} \geq 1/3 n_{\text{atas}}$$

$$n_{\text{bawah}} \geq 1/3 \times 2$$

$$n_{\text{bawah}} \geq 2$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 2D25

Keseimbangan gaya internal

$$C_c = 0,85 \times f_c' \times a \times b$$

$$T_s = A_s \times f_y$$

$$C_c = T_s$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{981,747 \times 420}{0,85 \times 40 \times 400} = 30,318 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{s, \text{terpasang}} \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) = 981,747 \times 420 \times \left( 534,5 - \frac{30,318}{2} \right)$$

$$M_n = 214141830,5 \text{ N.mm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 214141830,5 = 192722,764 \text{ kg.m} > M_u = 15828,58 \text{ kg.m}$$

maka penulangan lentur memenuhi, dipakai 2D25

Kontrol kesesuaian penggunaan nilai faktor reduksi kekuatan

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{30,318}{0,764} = 39,684 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0,003 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (534,5 - 39,684)}{39,684}$$

$$\varepsilon_s = 0,037 > 0,005 \text{ (asumsi } \phi \text{ benar)}$$

- Perhitungan geser tumpuan

$$L_n = 8300 \text{ mm}$$

$$W_u = 20 \text{ kN/m}$$

Gaya lintang tumpuan

$$a1 = \frac{As \times 1,25 \times fy}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{1963,495 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 40 \times 400} = 74,79 \text{ mm}$$

$$Mpr1 = As \times 1,25 \times fy \times \left( d - \frac{a1}{2} \right) = 1963,495 \times 1,25 \times 420 \times \left( 534,5 - \frac{74,79}{2} \right)$$

$$Mpr1 = 511,914 \text{ kNm}$$

$$a2 = \frac{As \times 1,25 \times fy}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{981,747 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 40 \times 400} = 37,898 \text{ mm}$$

$$Mpr2 = As \times 1,25 \times fy \times \left( d - \frac{a1}{2} \right) = 981,747 \times 1,25 \times 420 \times \left( 534,5 - \frac{37,898}{2} \right)$$

$$Mpr2 = 265,723 \text{ kNm}$$

$$V_{ekn} = \frac{Mpr1 + Mpr2}{Ln} + \frac{Wu \times Ln}{2}$$

$$V_{ekn} = \frac{511,914 + 265,723}{8,3} - \frac{20 \times 8,3}{2}$$

$$V_{ekn} = 176,69 \text{ kN}$$

Kuat geser beton

Syarat 1:

$$V_{ekn}/2 = 176,69/2 = 88,34$$

$$\frac{Mpr1 + Mpr2}{Ln} = \frac{511,914 + 265,723}{8,3} = 93,69 > V_{ekn}/2 \text{ (OK)}$$

Syarat 2:

$Nu < 0,2Agfc'$  ( $Nu$  balok sangat kecil sehingga OK)

$$V_c = \frac{\sqrt{f'c}}{6} \times b_w \times d$$

$$= 0,75 \times \frac{\sqrt{40}}{6} \times 400 \times 543,5$$

$$= 169023,74 \text{ N} = 169,023 \text{ kN}$$

Luas tulangan yang dibutuhkan:

$$Vu > Vc$$

$$V_s = \frac{V_u - V_c}{\phi} = \frac{174,59 - 169,023}{0,75} = 7,43 \text{ kN}$$

$$A_{v1} = \frac{75\sqrt{f'c} \cdot b \cdot S}{1200 \cdot f_y} = \frac{75\sqrt{40} \cdot 400 \cdot 1000}{1200 \cdot 420} = 658,8078$$

$$A_{v2} = \frac{b \cdot S}{3 \cdot f_y} = \frac{400 \cdot 1000}{3 \cdot 420} = 317,46$$

$$A_{v3} = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d} = \frac{7430 \times 1000}{420 \times 534,5} = 46,65$$

Maka diambil 658,8078 mm<sup>2</sup>

Jarak tulangan:

Dipasang tulangan sengkang 2D13 (As= 1,327 cm<sup>2</sup>)

$$S = \frac{A_s}{A_v} = \frac{132732,29}{658,8078} = 201,473 \text{ mm}$$

Syarat spasi tumpuan:

$$s < d/4 = 534,5/4 = 133,625 \text{ mm}$$

$$s < 6d_{min} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$s < 150 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang tulangan transversal tumpuan 2D13-100 mm.

- Perhitungan geser lapangan

$$A_{v1} = \frac{75\sqrt{f'c} \cdot b \cdot S}{1200 \cdot f_y} = \frac{75\sqrt{40} \cdot 400 \cdot 1000}{1200 \cdot 420} = 658,8078$$

$$A_{v2} = \frac{b \cdot S}{3 \cdot f_y} = \frac{400 \cdot 1000}{3 \cdot 420} = 317,46$$

$$A_{v3} = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d} = \frac{7430 \times 1000}{420 \times 534,5} = 46,651$$

Jarak tulangan:

Dipasang tulangan sengkang 2D13 (As= 1,327 cm<sup>2</sup>)

$$S = \frac{A_s}{A_v} = \frac{132732,29}{658,8078} = 201,473 \text{ mm}$$

Syarat spasi tumpuan:

$$s < d/2 = 534,5/4 = 267,25 \text{ mm}$$

$s < 600 \text{ mm}$

Sehingga dipasang tulangan transversal tumpuan 2D13-200 mm.

- Perhitungan tulangan torsi

Perhitungan Luas dan Keliling Penampang

$A_{cp}$  = Luas bruto penampang beton

$$= b \times h$$

$$= 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$P_{cp}$  = keliling luar penampang beton

$$= 2 \times (b + h)$$

$$= 2 \times (400 + 600) = 2000 \text{ mm}$$

Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Perencanaan tulangan torsi berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.1, yaitu pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor  $T_u$  kurang dari perumusan berikut:

$$T_u < \phi \cdot 0,083 \lambda \sqrt{f_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana:

$A_{cp}$  = Luas penampang total

$P_{cp}$  = Keliling penampang total

$\lambda$  = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

$\phi$  = 0,75

Sehingga dapat dihitung:

$$T_u < \phi \cdot 0,083 \lambda \sqrt{f_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$T_u < \phi \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \left( \frac{240000^2}{2000} \right)$$

$$23644333 \text{ N.mm} < 11338663 \text{ N.mm}$$

Tidak membutuhkan tulangan torsi namun tetap dipasang tulangan torsi minimum.

- Panjang penyaluran tulangan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 12.5.1, panjang penyaluran  $l_{dh}$  untuk tulangan tarik dengan kait standar  $90^\circ$  dalam beton berat normal adalah sebagai berikut:

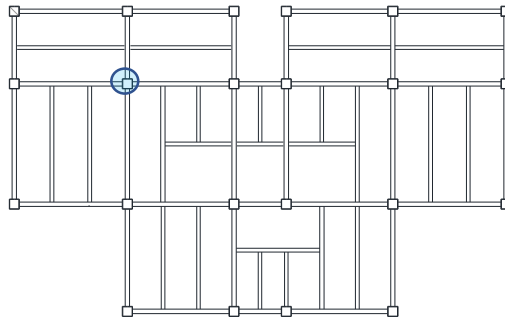
$$l_{dh} > 8 \cdot d_b = 200 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > \frac{0,24 \cdot f_y \cdot d_b}{\sqrt{f_c}} = 398,447 \text{ mm}$$

Maka digunakan  $l_{dh} = 400 \text{ mm}$  masuk ke dalam kolom, dengan panjang kait  $12 \cdot d_b = 300 \text{ mm}$ .

#### 4.4.5 Perencanaan Kolom



Gambar 4. 76 Kolom yang Ditinjau

Direncanakan dengan menggunakan kolom komposit CFT (Concrete Filled Tube) 700x700x28 dengan memakai profil square hollow section dari brosur Continental Steel

$H = 700 \text{ mm}$	$I_x = 556600 \text{ cm}^4$	$A_s = 744 \text{ cm}^2$
$B = 700 \text{ mm}$	$I_y = 556600 \text{ cm}^4$	$A_c = 4156 \text{ cm}^2$
$t = 28 \text{ mm}$	$Z_x = 15900 \text{ cm}^3$	$E_s = 200000 \text{ Mpa}$
$i_y = 27,35 \text{ cm}$	$Z_y = 15900 \text{ cm}^3$	$E_c = 0,043 \times W_c 1,5 \sqrt{f_c}$
$i_x = 27,35 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$	$E_c = 31975.35 \text{ kg/cm}^2$
$f_c' = 40 \text{ Mpa}$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$	



Dari hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam yang terjadi adalah sebagai berikut:

- Gaya akibat beban gravitasi

$$P_u : 603650,39 \text{ kg}$$

$$M_{ux} : 4086,56 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} : 14087,18 \text{ kgm}$$

- Gaya akibat beban gempa

$$P_u : 344681,93 \text{ kg}$$

$$M_{ux} : 13138,46 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} : 29441,38 \text{ kgm}$$

- Kontrol luas penampang minimum profil baja (SNI 1729:2015 Pasal I2.2)

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 1\%$$

$$\frac{752,64}{4147,36 + 752,64} \times 100\% \geq 1\%$$

$$15,36\% \geq 1\%$$

- Kuat nominal tekan

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{644}{2 \times 28} = 11,5$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 63,922$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ (Penampang Kompak)}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut:

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c \left( A_c + A_s r \frac{E_s}{E_c} \right)$$

$$P_p = 2500 \times 744 + 0,85 \times 400 (4156 + 0)$$

$$P_p = 3273040 \text{ kg}$$

- Momen nominal kolom
  - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{644}{2 \times 28} = 11,5$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 31,678$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ (Penampang Kompak)}$$

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 15900 \times 2500 = 39750000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$2944138 \leq 0,9 \times 39750000$$

$$2944138 \leq 35775000 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kekuatan lentur dan aksial orde kedua

1. Arah sumbu X

a) Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari analisa ETABS diperoleh sebagai berikut

$$M_1 = 1825,04 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 4086,56 \text{ kgm}$$

$$M_{lt} = 4086,56 \text{ kgm}$$

$$M_{nt} = 131388,46 \text{ kgm}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left( \frac{1825,04}{4086,56} \right) = 0,421$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{(\pi)^2 \times 2 \times 10^6 \times 556600}{(1 \times 400)^2} = 68667773 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$B_1 = \frac{0,421}{1 - \frac{3273040}{68667773}} \geq 1$$

$$B_1 = 0,442 \geq 1$$

$$B_1 = 1$$

b) Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari ETABS diperoleh output sebagai berikut

$P_{story} = 603650,39 \text{ kg}$

$$P_{e \text{ story}} = \frac{R_m \cdot H \cdot L}{\Delta H} = \frac{1.24696,143.400}{1.1} = 8980416 \text{ kg}$$

$$B2 = \frac{1}{(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e \text{ story}}})} = \frac{1}{(1 - \frac{603650,39}{8980416})} = 1,07 \geq 1$$

c) Momen terfaktor terhadap sumbu

$$M_{rx} = B_1 M_{lt} + B_2 M_{nt} = 1 \times 4086,56 + 1,07 \times 13138,46$$

$$M_{rx} = 18171,81 \text{ kgm}$$

2. Arah sumbu Y

a) Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari analisa ETABS diperoleh sebagai berikut

$$M1 = 2562,27 \text{ kgm}$$

$$M2 = 14087,18 \text{ kgm}$$

$$M_{lt} = 14087,18 \text{ kgm}$$

$$M_{nt} = 29441,38 \text{ kgm}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M1}{M2} \right) = 0,6 - 0,4 \left( \frac{2562,27}{14087,18} \right) = 0,527$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{(\pi)^2 \times 2 \times 10^6 \times 556600}{(1 \times 400)^2} = 68667773 \text{ kg}$$

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$B1 = \frac{0.527}{1 - \frac{3273040}{68667773}} \geq 1$$

$$B1 = 0.553 \geq 1$$

$$B1 = 1$$

b) Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari ETABS diperoleh output sebagai berikut

$P_{story} = 603650,39 \text{ kg}$

$$P_{e \text{ story}} = \frac{Rm.H.L}{\Delta H} = \frac{1.24696,143.400}{1.1} = 8980416 \text{ kg}$$

$$B2 = \frac{1}{(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e \text{ story}}})} = \frac{1}{(1 - \frac{603650,39}{8980416})} = 1,07 \geq 1$$

c) Momen terfaktor terhadap sumbu

$$M_{ry} = B_1 M_{lt} + B_2 M_{nt} = 1 \times 14087,18 + 1,07 \times 29441,38$$

$$M_{ry} = 45650,178 \text{ kgm}$$

○ Kuat aksial orde kedua

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} = 603650,39 + 1,07 \times 344681,355$$

$$P_r = 973170,334 \text{ kg}$$

• Kontrol interaksi aksial momen

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{973170,334}{0,9 \times 3273040} = 0,33 \geq 0.2$$

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$0,33 + \frac{8}{9} \left( \frac{18171,81}{357750} + \frac{45650,18}{357750} \right) \leq 1$$

$$0,489 \leq 1 \text{ (OK)}$$

Maka Kolom CFT 700 x 700 x 28 dapat digunakan.

Tabel 4. 25 Rekapitulasi Dimensi Kolom

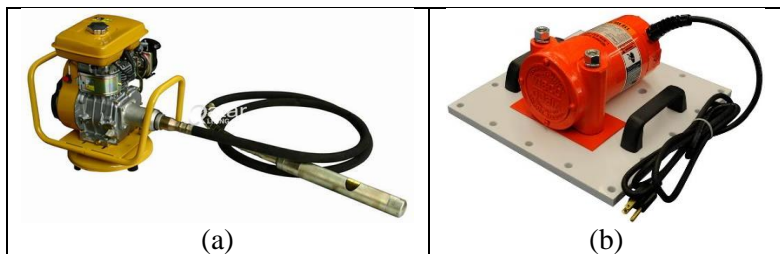
Lantai	Kolom CFT
1-5	CFT 700 x 700 x 28
6-10	CFT 600 x 600 x 25
11-15	CFT 500 x 500 x 25

- Metode Pengecoran CFT

Beton dalam CFT tidak boleh terjadi keropos dikarenakan adanya udara/gelembung yang terjebak didalamnya, sehingga dalam pelaksanaannya menggunakan pipa *tremie* dan *concrete vibrator*. Pipa *tremie* adalah pipa yang digunakan untuk mengatur tinggi jatuhnya beton pada saat pengecoran. Pipa *tremie* biasa dipasang pada ujung bawah *concrete bucket* sehingga beton yang keluar dari *concrete bucket* tidak langsung jatuh dan menumbuk lokasi pengecoran. *Concrete Vibrator* adalah alat yang berfungsi sebagai pemadat dengan cara menggetarkan beton saat pengecoran sehingga beton dapat mengisi seluruh ruangan dan tidak terdapat rongga-rongga udara.



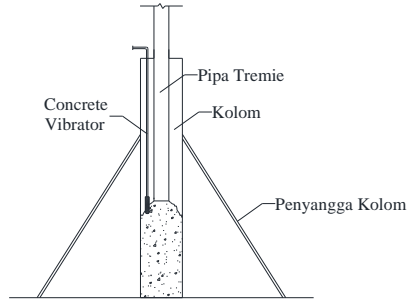
Gambar 4. 77 Pipa *tremie* dan *concrete bucket*



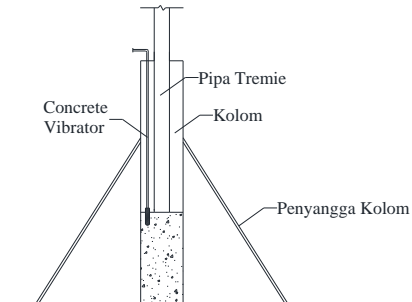
Gambar 4. 78 *Concrete Vibrator* yang dipasang (a) dalam kolom (b) pada bekesting

Tahapan pengecoran beton pada kolom antara lain: beton *ready mix* dituangkan ke dalam *concrete bucket* yang diangkat menggunakan *tower crane*. Beton dituangkan kedalam baja

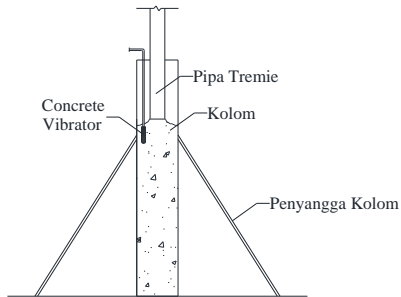
menggunakan pipa tremie dengan dilakukan bertahap dengan mempertimbangkan tinggi jatuh beton dan dipadatkan menggunakan *concrete vibrator*. Ilustrasi pengecoran dapat dilihat pada Gambar 4.79 sampai 4.81.



Gambar 4. 79 Tahap Awal Pengecoran Beton



Gambar 4. 80 Pemadatan Beton Menggunakan *Concrete Vibrator*



Gambar 4. 81 Tahap Selanjutnya Pengecoran beton

## 4.5 Perencanaan Sambungan

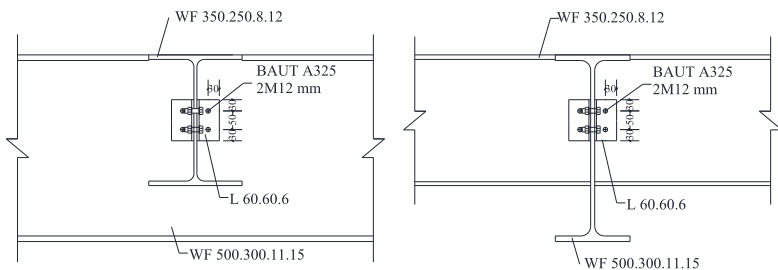
Perencanaan sambungan pada tugas akhir in menggunakan peraturan SNI 1729:2015 tentang spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural dengan metode DFBK (Desain Faktor Beban dan Ketahanan)

### 4.5.1 Sambungan balok induk dengan balok anak

Sambungan balok induk dengan balok anak menggunakan tipe sambungan *simple connection*. Sambungan ini di desain hanya untuk menerima beban geser dari balok anak.

#### 4.5.1.1 Sambungan atap apartemen

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 6300.63 kg, dengan dimensi balok anak WF 350x250x8x12 dan balok induk WF 500x300x11x15. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M12;  $A_s=1,13 \text{ cm}^2$ .



Gambar 4. 82 Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

- Sambungan pada badan balok anak

Mutu baut A325 ( $F_{nv}=4750 \text{ kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi F_{nv} A_b m = 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 2 \\ &= 7752,822 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 30 - 0,5 (12+1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 2,325 \cdot 0,8 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot 4100$$

$$= 9151,2 \text{ kg} \leq 9446,4 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset \cdot R_n = 0,75 \cdot 9151,2 = 6863,4 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 6300,63 / 6863,4 = 0,91 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Sambungan pada badan balok induk

Mutu baut A325 ( $F_{nv}=4750\text{kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

$$\emptyset \cdot R_n = \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 2$$

$$= 7752,822 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 30 - 0,5 (12+1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 2,325 \cdot 1,1 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 1,1 \cdot 4100$$

$$= 12582,9 \text{ kg} \leq 12988,8 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset \cdot R_n = 0,75 \cdot 12582,9 = 9437,18 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 6300,63 / 7752,822 = 0,81 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut

$$\text{Jarak tepi : (S1)} = 1,5db \text{ atau Tabel J3.4 s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$= 18 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai S1} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tepi : (S2)} = 1,5 \text{ db atau Tabel J3.4 s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$= 18 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai S2} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d } 15tp \text{ atau } 200 \text{ mm} = 36 \text{ mm s/d } 90 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai S} = 50 \text{ mm}$$

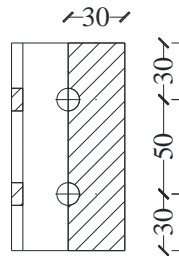


- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60x60x6

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

$\emptyset$  lubang = 12 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)  
= 13,5 mm = 1,35 cm



Gambar 4. 83 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 11 \times 0,6 = 6,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (11 - 2 \times 1,35) \times 0,6 = 4,98 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\emptyset \text{ Pu} = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 6,6 \cdot 2500 = 14850 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\emptyset \text{ Pu} = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 4,98 \cdot 4100 = 15313,5 \text{ kg}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\emptyset \text{ Pu} = 2 \cdot 14850 = 29700 \text{ kg}$$

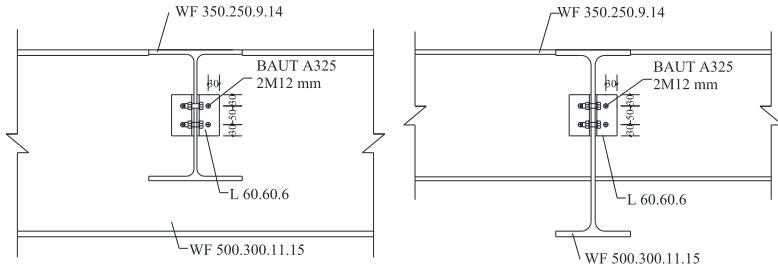
Syarat:

$$V_u \leq 2 \emptyset \text{ Pu} \rightarrow 6300,63 \text{ kg} < 29700 \text{ kg (OK)}$$

#### 4.5.1.2 Sambungan lantai apartemen

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 8290,301 kg, dengan dimensi balok anak WF 350x250x9x14 dan balok induk WF

500x300x11x15. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M12;  $A_s=1,13 \text{ cm}^2$ .



Gambar 4. 84 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk

- Sambungan pada badan balok anak

Mutu baut A325 ( $F_{nv}=4750 \text{ kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi F_{nv} A_b = 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 2 \\ &= 7752,822 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 30 - 0,5 (12 + 1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 23,25 \cdot 0,9 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 4100$$

$$= 10295,1 \text{ kg} \leq 10627,2 \text{ kg (OK)}$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 10295,1 = 7721,325 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \phi V_n = 8290,301 / 7721,325 = 1,07 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Sambungan pada badan balok induk

Mutu baut A325 ( $F_{nv}=4750 \text{ kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset.F_{nv}.A_b.m = 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 2 \\ &= 7752,822 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 30 - 0,5 (12 + 1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 23,25 \cdot 1,1 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 1,1 \cdot 4100 \\ &= 12582,9 \text{ kg} \leq 12988,8 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \cdot 12582,9 = 9437,18 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 8290,301 / 7752,822 = 1,069 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5db \text{ atau Tabel J3.4 s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 18 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S2)} &= 1,5 db \text{ atau Tabel J3.4 s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 18 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d } 15tp \text{ atau } 200 \text{ mm} = 36 \text{ mm s/d } 90 \text{ mm}$$

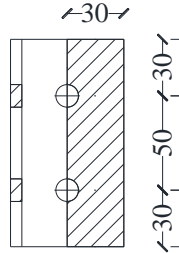
$$\text{Pakai S} = 50 \text{ mm}$$

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60x60x6

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\begin{aligned}\emptyset \text{ lubang} &= 12 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 13,5 \text{ mm} = 1,35 \text{ cm}\end{aligned}$$



Gambar 4. 85 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 11 \times 0,6 = 6,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (11 - 2 \times 1,35) \times 0,6 = 4,98 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 6,6 \cdot 2500 = 14850 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,75 \cdot 4,98 \cdot 4100 = 15313,5 \text{ kg}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\phi P_u = 2 \cdot 14850 = 29700 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2 \phi P_u \rightarrow 8290,301 \text{ kg} < 29700 \text{ kg (OK)}$$

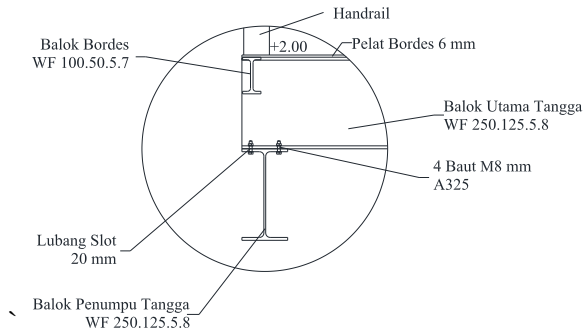
#### 4.5.2 Sambungan Balok Tangga

Sambungan balok tangga menggunakan tipe sambungan *simple connection*.

##### 4.5.2.1 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

Sambungan antara balok tangga utama dengan balok penumpu tangga direncanakan sebagai perletakan rol. Sehingga, dimensi balok utama tangga WF 250x125x5x8 berada diatas balok

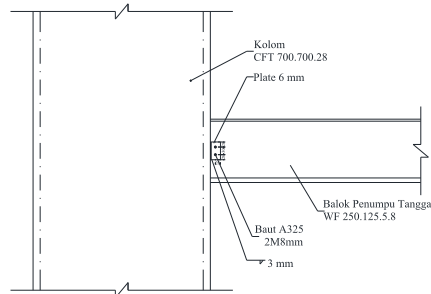
penumpu tangga WF 250x125x5x8 dan dipasang baut ukuran M8 dengan lubang slot sepanjang  $2,5d_b = 20 \text{ mm}$ .



Gambar 4. 86 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

#### 4.5.2.2 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar 1968,345 kg, dengan dimensi balok penumpu tangga WF 250x125x5x8 dan dimensi kolom CFT 700x700x28.



Gambar 4. 87 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

- Sambungan balok penumpu tangga dengan pelat:

Profil pelat 6 mm

baut = M8;  $A_s = 0,502 \text{ cm}^2$

Mutu baut A325 ( $F_{nv}=4750\text{kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset. F_{nv}.Ab.m = 0,75 \cdot 4570 \cdot 0,502 \cdot 1 \\ &= 1722,8 \text{ kg (Menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 20 - 0,5 (8+1,5) = 15,25 \text{ mm}$$

$$Rn = 1,2 \ell_c t \text{ Fu} \leq 2,4 d t \text{ Fu}$$

$$= 1,2 \cdot 1,525 \cdot 0,5 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 4100$$

$$= 3751,2 \text{ kg} \leq 3936 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 3751,2 = 2813,6 \text{ kg}$$

$$n = Vu / \emptyset Vn = 1968,345 / 1722,8 = 1,142 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M8.

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5db \text{ atau Tabel J3.4 s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 12 \text{ mm s/d } 60 \text{ mm}\end{aligned}$$

Pakai S1 = 20 mm

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S2)} &= 1,5 db \text{ atau Tabel J3.4 s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 12 \text{ mm s/d } 60 \text{ mm}\end{aligned}$$

Pakai S2 = 20 mm

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d } 15tp \text{ atau } 200 \text{ mm} = 24 \text{ mm s/d } 75 \text{ mm}$$

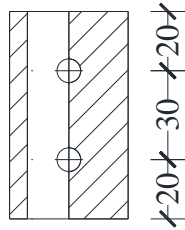
Pakai S = 30 mm

Kontrol kekuatan pelat penyambung

Tebal pelat penyambung 6 mm

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\begin{aligned}\emptyset \text{ lubang} &= 8 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 9,5 \text{ mm} = 0,95 \text{ cm}\end{aligned}$$



Gambar 4. 88 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Penumpu  
Tangga dengan Kolom

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 7 \times 0,6 = 4,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (7 - 2 \times 0,95) \times 0,6 = 3,06 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 4,2 \cdot 2500 = 9450 \text{ kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,75 \cdot 3,06 \cdot 4100 = 9409,5 \text{ kg (Menentukan)}$$

Syarat:

$$V_u \leq \phi P_u \rightarrow 1968,345 \text{ kg} < 9409,5 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan Las Kolom dengan Pelat

Direncanakan las dengan  $t_e = 1 \text{ cm}$

Panjang Pelat ( $d_{\text{plat}}$ ) = 7 cm

Mutu las yang digunakan  $F_{E70xx}$

$$A_{we} = t_e \cdot (d_{\text{plat}})$$

$$= 1 \times (7)$$

$$= 7 \text{ cm}^2$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{P_u}{A} = \frac{1968,345}{7} = 281,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nw} = \phi \times 0,6 \times F_{EXX} = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{281,19}{2214,45} = 0,127 \text{ cm}$$

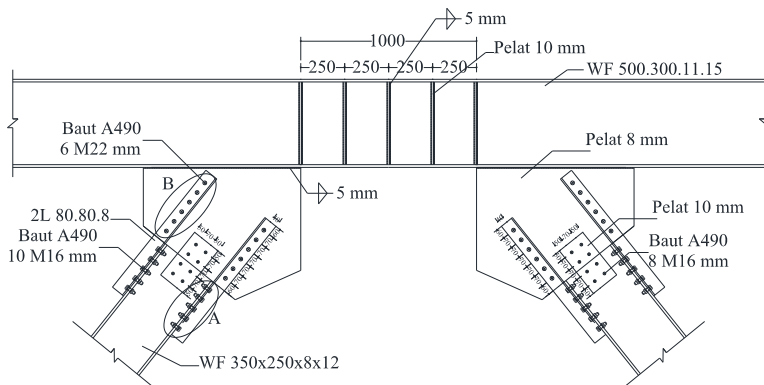
$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,127}{0,707} = 0,179 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga  $a_{\min} = 3 \text{ mm}$

Maka dipakai las sudut dengan tebal 3 mm.

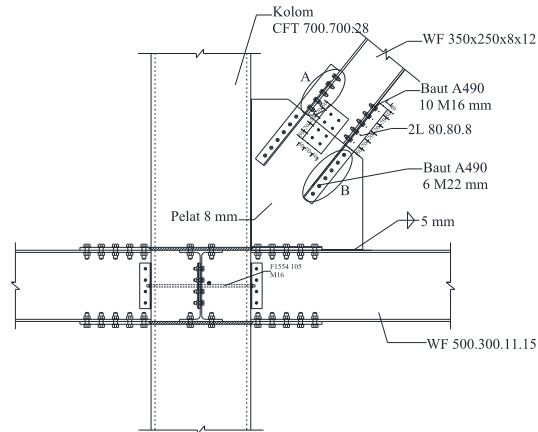
#### 4.5.3 Sambungan bresing

Sesuai peraturan SNI 1729:2015, mengenai kuat perlu sambungan batang bresing ke balok, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu  $1,25 \cdot R_y \cdot V_n$ . Perhitungan didasarkan pada kekuatan nominal tekan dan nominal tarik yang telah dihitung pada perencanaan bresing. Dimensi balok link adalah WF 500x300x11x15 sedangkan dimensi batang bresing adalah WF 350x250x8x12 dengan tebal pelat buhul (gusset) sebesar 8 mm.



Gambar 4. 89 Sambungan Bresing dengan Balok Link





Gambar 4. 90 Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom

- Gaya pada bresing

$$P_u = 179079,4 \text{ kg}$$

Gaya pada satu sayap

$$P_{uf} = \frac{P_u \cdot b_f \cdot t_f}{A} = \frac{179079,4 \times 24,9 \times 1,2}{69,2} = 77325,04 \text{ kg}$$

Gaya pada badan

$$P_{uw} = P_u - 2P_{uf} = 179079,4 - (2 \times 77325,04) = 24429,33 \text{ kg}$$

- Sambungan geser pada sayap balok dengan pelat siku (A)

Profil siku 80x80x8

baut = M16;  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ( $F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ ) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi F_{nv} A_b \cdot m = 0,75 \cdot 5790 \cdot 2,01 \cdot 1 \\ &= 8731,1 \text{ kg (Menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 50 - 0,5 (16 + 1,5) = 41,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 41,25 \cdot 0,8 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,8 \cdot 4100$$

$= 16236 \text{ kg} \leq 12595 \text{ kg}$   
 $\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 12595 = 9446,4 \text{ kg}$   
 $n = Vu / \emptyset Vn = 77325,04 / 8731,1 = 8,856 \approx 10 \text{ buah}$   
 Dipasang 10 buah baut M16.

Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
 $= 22 \text{ mm s/d } 96 \text{ mm}$

Pakai S1 = 50 mm

Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
 $= 22 \text{ mm s/d } 96 \text{ mm}$

Pakai S2 = 40 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 48 mm s/d 120 mm

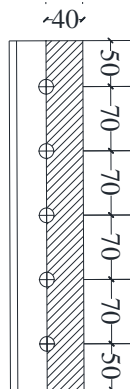
Pakai S = 70 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 80x80x8

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

$\emptyset \text{ lubang} = 16 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$   
 $= 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}$



Gambar 4. 91 Detail Pelat Siku Sambungan Sayap Balok

Luas bidang geser

$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 38 \times 0,8 = 30,4 \text{ cm}^2$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{pelat} = (38 - 5 \times 1,75) \times 0,8 = 23,4 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 30,4 \cdot 2500 = 68400 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 23,4 \cdot 4100 = 71955 \text{ kg}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\emptyset P_u = 2 \cdot 68400 = 136800 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\emptyset P_u \rightarrow 77325,04 \text{ kg} < 136800 \text{ kg (OK)}$$

○ Sambungan geser pada pelat siku dengan pelat buhul (B)

Profil siku 80x80x8

baut = M22;  $A_s = 3,81 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ( $F_{nv}=5790 \text{ kg/cm}^2$ ) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned} \emptyset R_n &= \emptyset F_{nv} A_b = 0,75 \cdot 5790 \cdot 3,81 \cdot 2 \\ &= 33015 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 60 - 0,5(22+1,5) = 48,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 48,25 \cdot 0,8 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 22 \cdot 0,8 \cdot 4100$$

$$= 18991 \text{ kg} \leq 17318 \text{ kg}$$

$$\emptyset R_n = 0,75 \cdot 17318 = 12989 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 77325,04 / 12989 = 5,95 \approx 6 \text{ buah}$$

Dipasang 6 buah baut M22.

Kontrol jarak baut

$$\text{Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm}$$

$$= 28 \text{ mm s/d 96 mm}$$

Pakai S1 = 60 mm

Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
 = 28 mm s/d 96 mm

Pakai S2 = 40 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 48 mm s/d 120 mm

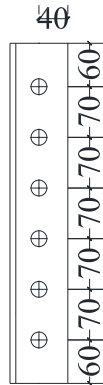
Pakai S = 70 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 80x80x8

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

$\emptyset$  lubang = 22 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)  
 = 23,5 mm = 2,35 cm



Gambar 4. 92 Detail Pelat Siku Sambungan dengan Pelat Buhul

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 47 \times 0,8 = 37,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (47 - 6 \times 2,35) \times 0,8 = 26,32 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 37,6 \cdot 2500 = 84600 \text{ kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 26,32 \cdot 4100 = 80934 \text{ kg (Menentukan)}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\emptyset P_u \rightarrow 77325,04 \text{ kg} < 80934 \text{ kg (OK)}$$

○ Sambungan geser pada badan balok  
 Tebal pelat = 10 mm  
 baut = M16;  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$   
 Mutu baut A490 ( $F_{nv}=5790 \text{ kg/cm}^2$ ) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):  
 $\phi R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_s = 0,75 \cdot 5790 \cdot 2,01 \cdot 2$   
 $= 17462 \text{ kg}$

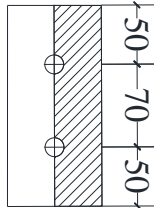
Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)  
 $\ell_c = 50 - 0,5 (16+1,5) = 41,25 \text{ mm}$   
 $R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$   
 $= 1,2 \cdot 41,25 \cdot 0,8 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,8 \cdot 4100$   
 $= 16236 \text{ kg} \leq 12595 \text{ kg}$   
 $\phi R_n = 0,75 \cdot 12595 = 9446,4 \text{ kg}$  (Menentukan)

$n = V_u / \phi V_n = 24429,33 / 9446,4 = 2,586 \approx 4$  buah  
 Dipasang 2 baris 2 buah baut pada pelat gusset dan pada badan dengan diameter M16 mm

Kontrol jarak baut  
 Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
 $= 22 \text{ mm s/d } 96 \text{ mm}$   
 Pakai S1 = 50 mm  
 Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
 $= 22 \text{ mm s/d } 96 \text{ mm}$   
 Pakai S2 = 50 mm  
 Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 48 mm s/d 120 mm  
 Pakai S = 70 mm

Kontrol kekuatan pelat penyambung  
 Dipakai plat 10 mm  
 BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )  
 $\phi \text{ lubang} = 16 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm}$  (lubang dibuat dengan bor)

$$= 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}$$



Gambar 4. 93 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 17 \times 1 = 17 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (17 - 2 \times 1,75) \times 1 = 13,5 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 17 \cdot 2500 = 38250 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,75 \cdot 13,5 \cdot 4100 = 41513 \text{ kg}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\phi P_u = 2 \cdot 38250 = 76500 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\phi P_u \rightarrow 24429,33 \text{ kg} < 76500 \text{ kg (OK)}$$

- o Sambungan las sudut pada plat buhul dan balok

Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah E90xx.

Panjang pelat 100 dan 78 cm.

Tebal efektif las sudut rencana  $t_e = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \phi \cdot F_{nw} &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot F_{EXX} \\ &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 90 \cdot 70,3 \\ &= 2847,15 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= t_e \cdot (2 \times d_{\text{plat}}) \\ &= 1 \times 2 \times (100 + 78) \\ &= 356 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\cos \phi = \cos 51,34 = 0,624$$

$$\sin \phi = \sin 51,34 = 0,78$$

$$f_v = \frac{P_{ux} \sin \phi}{A} = \frac{0,78 \times 179079,4}{356} = 392,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h = \frac{P_{ux} \cos \phi}{A} = \frac{0,624 \times 179079,4}{356} = 314,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{total} &= \sqrt{(f_v)^2 + (f_h)^2} \\ &= \sqrt{(392,8)^2 + (314,24)^2} \\ &= 503,03 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{503,03}{2847,15} = 0,176 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,176}{0,707} = 0,249 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga  $a_{min} = 5 \text{ mm}$

Maka dipakai las sudut dengan tebal 5 mm

- Sambungan las sudut pada buhul dan link

Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah E90xx.

Panjang pelat 895 cm.

Tebal efektif las sudut rencana  $te = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \phi \cdot F_{nw} &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot F_{EXX} \\ &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 90 \cdot 70,3 \\ &= 2847,15 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= te \cdot (2 \cdot d_{plat}) \\ &= 1 \times 2 \times 89,5 \\ &= 179 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\cos \phi = \cos 51,34 = 0,624$$

$$\sin \phi = \sin 51,34 = 0,78$$

$$\begin{aligned}
 f_v &= \frac{P \sin \phi}{A} = \frac{0,78 \times 179079,4}{179} = 781,22 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_h &= \frac{P \cos \phi}{A} = \frac{0,624 \times 179079,4}{179} = 624,97 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_{total} &= \sqrt{(f_v)^2 + (f_h)^2} \\
 &= \sqrt{(781,22)^2 + (624,97)^2} \\
 &= 1000,4 \text{ kg/cm}^2 \\
 te &= \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{1000,4}{2847,15} = 0,351 \text{ cm} \\
 a &= \frac{te}{0,707} = \frac{0,351}{0,707} = 0,497 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga  $a_{\min} = 5 \text{ mm}$

Maka dipakai las sudut dengan tebal 5 mm

#### 4.5.1 Sambungan balok induk dengan kolom

Sambungan antar balok induk – kolom direncanakan sebagai *rigid connection*, yang mana tumpuan pada balok induk terletak sebagai tumpuan yang diberi pelat pengaku.

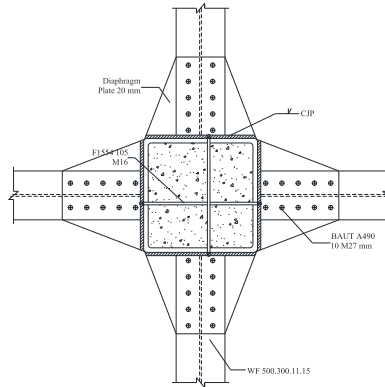
Balok Induk = WF 500 x 300 x 11 x 15

Kolom = CFT 700 x 700 x 28

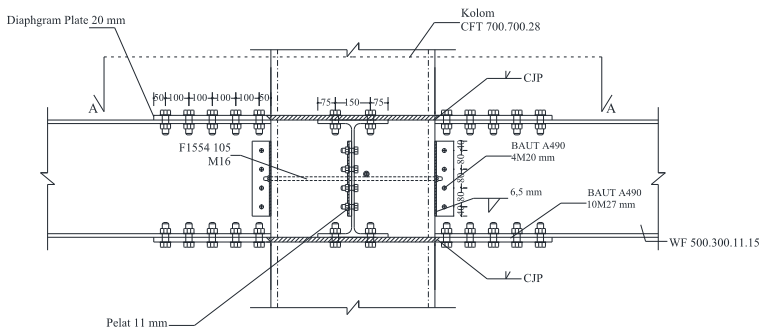
Mutu Las = FE<sub>90xx</sub>

Mutu baut A490 ( $F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ ) Berdasarkan Tabel J3.2





Gambar 4. 94 Tampak Atas Sambungan Balok Induk dengan Kolom



Gambar 4. 95 Tampak Samping Sambungan Balok Induk dengan Kolom

- Perhitungan gaya geser pada sambungan
- Akibat kapasitas balok induk

$$\begin{aligned}
 Mu^* &= 1,1 \times Ry \times Zx \times Fy \\
 &= 1,1 \times 1,5 \times 2663 \times 2500 \\
 &= 10984875 \text{ kg cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vu1 &= 2 \times Mu/L \\
 &= 2 \times 10984875/830 = 26469,58 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Akibat beban kombinasi

Dari program ETABS, diperoleh  $V_u$  akibat beban kombinasi adalah sebesar :

$$\begin{aligned} V_{u2} &= 12481,78 \text{ kg} \\ V_u \text{ total} &= 26469,58 + 11247,78 \\ &= 37717,358 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Sambungan geser pada badan balok

Pelat tebal 11 mm

baut = M20;  $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ( $F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ ) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi F_{nv} A_b = 0,75 \cdot 5790 \cdot 3,14 \cdot 1 \\ &= 13642,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 40 - 0,5 (20 + 1,5) = 29,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 29,25 \cdot 1,1 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 4100$$

$$= 15830,1 \text{ kg} \leq 21648 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 15830,1 = 11872,6 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \phi V_n = 37717,358 / 11872,6 = 3,17 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang 4 buah baut dengan ukuran M20.

Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm

$$= 26 \text{ mm s/d } 132 \text{ mm}$$

Pakai S1 = 40 mm

Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm

$$= 26 \text{ mm s/d } 132 \text{ mm}$$

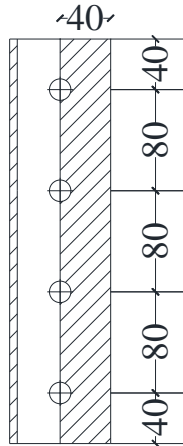
Pakai S2 = 40 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 48 mm s/d 165 mm

Pakai  $S = 80 \text{ mm}$

Kontrol kekuatan siku penyambung

$$\begin{aligned}\varnothing \text{ lubang} &= 20 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 21,5 \text{ mm} = 2,15 \text{ cm}\end{aligned}$$



Gambar 4. 96 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 32 \times 1,1 = 35,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (32 - 4 \times 2,15) \times 1,1 = 25,74 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\varnothing P_u = \varnothing A_g f_y = 0,9 \cdot 35,2 \cdot 2500 = 79200 \text{ kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\varnothing P_u = \varnothing A_n f_u = 0,75 \cdot 25,74 \cdot 4100 = 79150,5 \text{ kg (Menentukan)}$$

Syarat:

$$V_u \leq \varnothing P_u \rightarrow 37717,358 \text{ kg} < 79150,5 \text{ kg (OK)}$$

○ Sambungan geser pada kolom

Direncanakan las dengan  $t_e = 1 \text{ cm}$

Panjang Pelat (d plat) = 32 cm

Mutu las yang digunakan F<sub>E70xx</sub>

A<sub>we</sub> = te. (dplat)

$$= 1 \times (32)$$

$$= 32 \text{ cm}^2$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{37717.358}{32} = 1178,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset F_{nw} = \emptyset \times 0,6 \times F_{EXX} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 = 2847,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{1178,67}{2847,15} = 0,414 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,414}{0,707} = 0,585 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga a<sub>min</sub> = 5 mm dan menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan a<sub>max</sub> = 11 – 2 = 9 mm.

Maka dipakai las sudut dengan tebal 6,5 mm.

- Sambungan pada diaphragm plat dengan kolom

$$Pu = \frac{Mu}{D_{balok}} = \frac{10984875}{48,2 - 2 \times 1,5} = 243028 \text{ kg}$$

Kekuatan rencana las tumpul

$$te = 2 \text{ cm}$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 2 = 5694,3 \text{ kg/cm}^2$$

Luas las tumpul

$$A_1 = te. d_{plat}$$

$$= 2 \times 70 = 140 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{243028}{140} = 1735,92 \text{ kg/cm}^2 \leq F_{nw} \text{ (OK)}$$

- Sambungan pada diaphragm plat dengan sayap balok

Plate tebal 20 mm

baut = M27;  $A_s = 5,722 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ( $F_{nv}=5790 \text{ kg/cm}^2$ ) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 5790 \cdot 5,722 \cdot 1 \\ &= 24863,2 \text{ kg (Menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 50 - 0,5 (27+1,5) = 35,75 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 3,575 \cdot 2 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,7 \cdot 2 \cdot 4100$$

$$= 35178 \text{ kg} \leq 53136 \text{ kg (OK)}$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 35178 = 26383,5 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \phi V_n = 243028 / 24863,2 = 9,774 \approx 10 \text{ buah}$$

Dipasang 10 buah baut dengan ukuran M27.

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S1)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 34 \text{ mm s/d 150 mm}\end{aligned}$$

Pakai S1 = 75 mm

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S2)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 34 \text{ mm s/d 150 mm}\end{aligned}$$

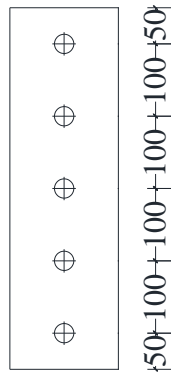
Pakai S2 = 50 mm

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d 15tp atau 200 mm} = 81 \text{ mm s/d 200 mm}$$

Pakai S = 100 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung

$$\begin{aligned}\phi \text{ lubang} &= 27 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 28,5 \text{ mm} = 2,85 \text{ cm}\end{aligned}$$



Gambar 4. 97 Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balok

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (50 - 5 \times 2,85) \times 2 = 71,5 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 100 \cdot 2500 = 225000 \text{ kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,75 \cdot 71,5 \cdot 4100 = 219863 \text{ kg (Menentukan)}$$

Terdapat 2 pelat sehingga

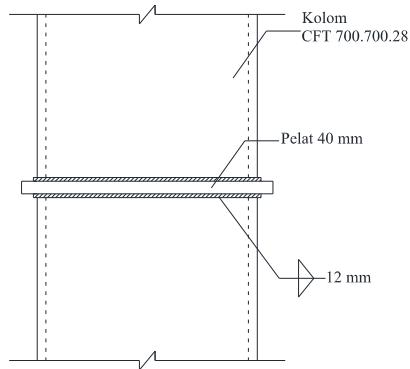
$$2\phi P_u = 2 \cdot 219863 = 439725 \text{ kg}$$

Syarat:

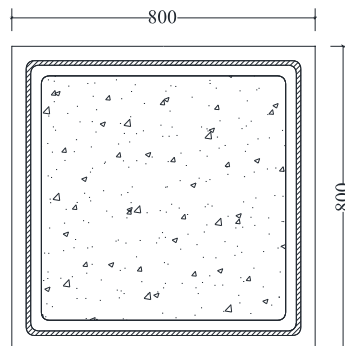
$$V_u \leq 2\phi P_u \rightarrow 243028 \text{ kg} < 439725 \text{ kg (OK)}$$

#### 4.5.2 Sambungan antar kolom

Kolom disambung menggunakan sambungan las dengan pelat tambahan tebal 40 mm. Profil kolom yang digunakan yaitu HSS 700x700x28.



Gambar 4. 98 Sambungan Antar Kolom Tampak Samping



Gambar 4. 99 Sambungan Antar Kolom Tampak Atas

Mutu las yang digunakan  $F_{E90xx}$ .

- Hasil Output ETABS

$P_u = 505931.49 \text{ kg}$

$V_u = 6411.86 \text{ kg}$

$M_{u_x} = 15571.37 \text{ kgm}$

$M_{u_y} = 16528.04 \text{ kgm}$

Dimisalkan  $t_e = 1 \text{ cm}$

$A_{las} = 4 \times (1 \times 70) = 280 \text{ cm}^2$

$$I_x = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$S_x = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

$$S_y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

- Akibat Pu

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_{ux}}{S_x} + \frac{M_{uy}}{S_y}$$

$$f_v = \frac{505931,49}{280} + \frac{1557137}{6533,3} + \frac{1652804}{6533,3}$$

$$f_v = 2298,215 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat Vu

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{6411,86}{280} = 22,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_v)^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{(2298,215)^2 + (22,9)^2} = 2298,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 1 = 2847,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{2298,33}{2847,15} = 0,807 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,807}{0,707} = 1,141 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

$$t_{plat} = 40 \text{ mm}, a_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{eff} = \frac{0,6 \times fu \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E90xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 4}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 90 \times 70,3}$$

$$a_{eff} = 1,83 \text{ cm}$$

Digunakan las sudut dengan a = 1,2 cm



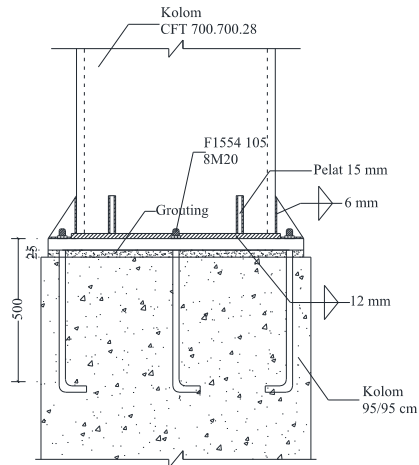
#### 4.5.3 Sambungan kolom dengan *base plate*

Perencanaan *base plate* menggunakan *fixed plate* untuk profil CFT 700x700x28 dengan data sebagai berikut:

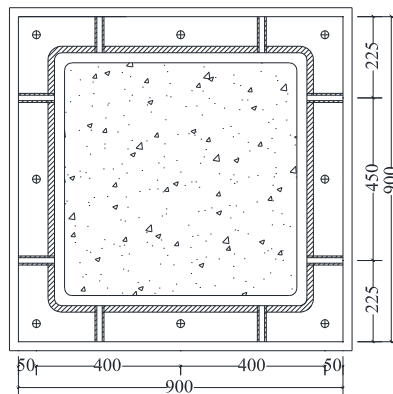
$H = 900 \text{ mm}$

$B = 900 \text{ mm}$

$t_p = 40 \text{ mm}$



Gambar 4. 100 Tampak Samping *Base Plate*



Gambar 4. 101 Tampak Atas *Base Plate*

Dari hasil analisa ETABS 2016 didapat gaya- gaya yang bekerja adalah sebagai berikut:

$$P_u = 599013 \text{ kg}$$

$$M_{u_x} = 3058744 \text{ kg.cm}$$

$$M_{u_y} = 5612721 \text{ kg.cm}$$

$$V_u = 7091,03 \text{ kg}$$

- Perencanaan sambungan pada *base plate*

Direncanakan las sudut pada daerah yang diarsir pada profil kolom.

$$\text{Dimisalkan } t_e = 1 \text{ cm}$$

$$A_{\text{las}} = 4 \times (1 \times 70) = 280 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(70 + 70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(70 + 70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$S_x = b \times d + \left( \frac{d^2}{3} \right) = 70 \times 70 + \left( \frac{70^2}{3} \right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

$$S_y = b \times d + \left( \frac{d^2}{3} \right) = 70 \times 70 + \left( \frac{70^2}{3} \right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

- Akibat  $P_u$

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_{u_x}}{S_x} + \frac{M_{u_y}}{S_y}$$

$$f_v = \frac{599013}{280} + \frac{3058744}{6533,3} + \frac{5612721}{6533,3}$$

$$f_v = 3466,59 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat  $V_u$

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{7091,03}{280} = 25,325 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_v)^2}$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{(3466,59)^2 + (25,325)^2} = 3466,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 1 = 2847,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{3466,69}{2847,25} = 1,217 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{1,217}{0,707} = 1,722 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

$$t_{plat} = 40 \text{ mm}, a_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{eff} = \frac{0,6 \times fu \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E90xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 4}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 90 \times 70,3}$$

$$a_{eff} = 1,83 \text{ cm}$$

Digunakan las sudut dengan  $a = 1,8 \text{ cm}$

- Perhitungan *base plate*

Periksa eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{Muy}{Pu} = \frac{5612721}{599013} = 9,36 \text{ cm}$$

$$1/6 h = 1/6 \cdot 90 = 15 \text{ cm} > e = 9,36 \text{ cm}$$

Karena  $1/6 h > e$ , maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis).

Direncanakan diameter baut : 25 mm = 2,5 cm

$$h' \geq we + c1$$

$$we = \text{jarak baut ke tepi} = 2 \cdot db = 2 \cdot 2,5 = 5 \text{ cm}$$

$$c1 = \text{jarak minimum untuk kunci} = 27/16 \cdot 2,5 = 4,21 \text{ cm}$$

$$h' \geq 5 + 4,21 = 9,21 \text{ cm}$$

$$h \geq H - 0,5 \cdot h' = 90 - 0,5 \times 9,21 = 85,39 \text{ cm}$$

$$B = 90 \text{ cm}$$

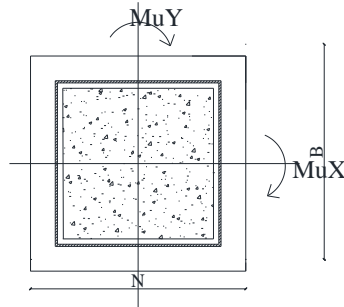
Dimensi beton :

Panjang : 950 mm

Lebar : 950 mm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{95,95}{90,90}} = 1,056$$

- Perencanaan akibat beban sumbu X



Gambar 4. 102 Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate

- Akibat beban  $P_u$

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{599013}{90 \cdot 90} = 73,95 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat beban  $M_u$

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \cdot 3058744}{90 \cdot 90^2} = 25,174 \frac{\text{kg}^2}{\text{cm}}$$

- Tekanan maksimal

$$f_{p \max} = f_{pa} + f_{pb} = 73,95 + 25,174 = 99,127 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan yang dapat diterima kolom

$$f_{p \text{ avail}} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,90 \times 0,85 \times 40 = 30,6 \text{ Mpa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 306 > f_{p \max} = 99,127 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

- Menentukan  $M_{upl}$  pada sejarak  $m$  setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{90 - 0,95 \cdot 70}{2} = 11,75 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left( f_{p \max} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left( \frac{m^2}{2} \right) + \left( 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left( \frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left( 99,127 - 2 \times 25,174 \times \frac{11,75}{90} \right) \left( \frac{11,75^2}{2} \right) + \left( 2 \times 25,174 \times \frac{11,75}{90} \right) \left( \frac{11,75^2}{3} \right)$$

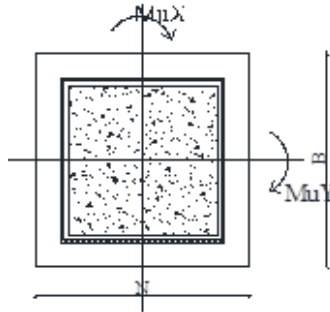
$$M_{upl} = 6691,608 \text{ kg.cm/cm}$$

- Menentukan tebal *base plate*

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 6691,608}{0,9 \cdot 2500}} = 3,45 \text{ cm} < 4 \text{ cm (OK)}$$

- Perencanaan akibat beban sumbu Y



Gambar 4. 103 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate

- Akibat beban  $P_u$

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{599013}{90 \cdot 90} = 73,952 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat beban  $M_u$

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \cdot 5612721}{90 \cdot 90^2} = 46,195 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan maksimal

$$f_{p \max} = f_{pa} + f_{pb} = 73,952 + 46,195 = 120,147 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan yang dapat diterima kolom

$$f_{p \text{ avail}} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,90 \times 0,85 \times 40 = 30,6 \text{ Mpa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 306 > f_{p \max} = 120,147 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

- Menentukan  $M_{upl}$  pada sejarak  $m$  setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{90 - 0,95 \cdot 70}{2} = 11,75 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left( f_{p_{max}} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left( \frac{m^2}{2} \right) + \left( 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \left( \frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left( 120,147 - 2 \times 46,195 \times \frac{11,75}{90} \right) \left( \frac{11,75^2}{2} \right) + \left( 2 \times 46,195 \times \frac{11,75}{90} \right) \left( \frac{11,75^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = 8016,375 \text{ kg.cm/cm}$$

- Menentukan tebal *base plate*

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 8016,375}{0,9 \times 2500}} = 3,775 \text{ cm} < 4 \text{ cm (OK)}$$

- Perencanaan pelat pengaku

Pelat pengaku direncanakan seperti dengan dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas

Tebal pelat pengaku minimum (ts)

$$t_s \geq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 0,5 \times 2,8 = 1,4 \text{ cm}$$

Tebal pelat pengaku (ts) = 1,5 cm dengan las minimum (a=6mm)

- Perencanaan baut angkur

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan  $1/6 h > e$ , maka dipasang angkur praktis.

- Perhitungan baut angkur

Dipakai baut angkur M20 mm ( $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ ) mutu F1554 Grade 105 dengan  $f_u = 7240 \text{ kg/cm}^2$ .

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_n &= \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 7240 \cdot 3,14 \cdot 1 \\ &= 17058,85 \text{ kg (Menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 50 - 0,5 (20 + 1,5) = 39,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 3,925 \cdot 4 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 4100$$

$$= 77244 \text{ kg} \leq 78720 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 77244 = 57933 \text{ kg}$$

Kuat rencana Tarik

$$T_d = 0,75 \cdot F_{nt} \cdot A_b = 0,75 \times 7240 \times 3,14$$

$$= 17058,85 \text{ kg}$$

Jumlah baut

$$n = V_u / \emptyset V_n = 7091,03 / 17058,85 = 0,415 \approx 8 \text{ buah}$$

Dipasang 8 baut angkur M20 mm mutu F1554 Grade 105 untuk menjaga stabilitas struktur.

○ Panjang baut angkur (panjang penyaluran struktur Tarik)

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3fy \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \lambda}{5 \cdot \sqrt{f'c}} = \frac{3 \times 250 \times 1 \times 1 \times 1}{5 \cdot \sqrt{40}}$$

$$l_d = 23,717 d_b = 23,717 \times 2 = 47,43 \text{ cm}$$

Maka panjang angkur yang dibutuhkan 50 cm.

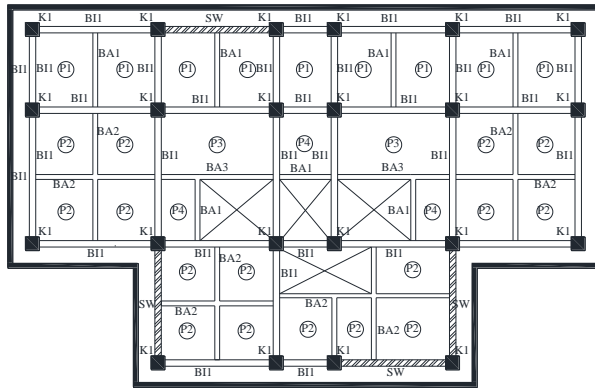
## 4.6 Perencanaan Struktur Bawah

### 4.6.1 Perencanaan *Basement*

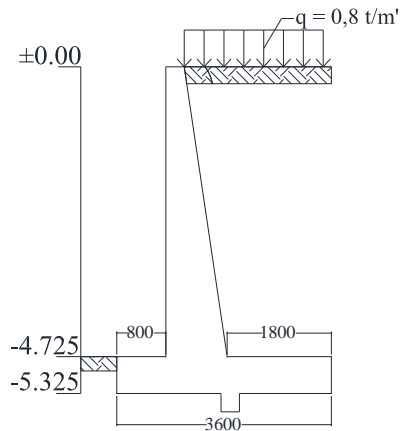
#### 4.6.1.1 Perencanaan dimensi dinding penahan tanah

Dinding penahan tanah harus direncanakan dengan tepat, sehingga perlu diketahui gaya horizontal yang bekerja antar konstruksi penahan dengan massa tanah yang ditahan. Pada perencanaan ini, direncanakan dengan kondisi muka air tertinggi dengan adanya *surcharge load* beban kendaraan sebesar  $q = 0,8 \text{ t/m}^2$ .

- Data Perencanaan



Gambar 4. 104 Denah Dinding Penahan Tanah



Gambar 4. 105 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,706 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{air}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 1 - 1,706 = 0,706 \text{ t/m}^3$$

$$\theta = 30^\circ$$

$$c' = 1,1 \text{ t/m}^2$$



- Tekanan Aktif Tanah

$$\sigma v'(0) = q + \gamma' x h = 0,8 + 0,706 \times 0 = 0,8 \text{ t/m'}$$

$$\sigma v'(-5,32) = \sigma v' + \gamma' x h = 0,8 + 0,706 \times 5,325 = 4,56 \text{ t/m'}$$

$$Ka = \tan^2 \left( 45 - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = 0,577$$

$$\sigma h'(0) = (\sigma v' x Ka) - (2xc' x \sqrt{Ka})$$

$$\sigma h'(0) = 0,8 - (2 \times 1,1 \times \sqrt{0,577}) = -1,209 = 0 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h \text{ total } (0) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 0 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h'(-5,325) = (\sigma v' x Ka) - (2xc' x \sqrt{Ka})$$

$$\sigma h'(-5,325) = (4,56 \times 0,577) - (2 \times 1,1 \times \sqrt{0,577}) = 0,96 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h \text{ total } (-5,325) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 0,96 + 5,325 = 6,285 \text{ t/m'}$$

- Tekanan Pasif Tanah

$$\sigma v'(-0,275) = \gamma' x h = 0,706 \times 0,6 = 0,424 \text{ t/m'}$$

$$Kp = \tan^2 \left( 45 + \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 + \frac{30}{2} \right) = 1,732$$

$$\sigma h'(0) = (\sigma v' x Kp) + (2xc' x \sqrt{Kp})$$

$$\sigma h'(0) = 0 + (2 \times 1,1 \times \sqrt{1,732}) = 2,895 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h \text{ total } (0) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 2,895 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h'(-0,6) = (\sigma v' x Kp) + (2xc' x \sqrt{Kp})$$

$$\sigma h'(-0,6) = (0,424 \times 1,732) + (2 \times 1,1 \times \sqrt{1,732}) = 3,63 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h \text{ total } (-0,6) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 3,63 + 0,6 = 4,23 \text{ t/m'}$$

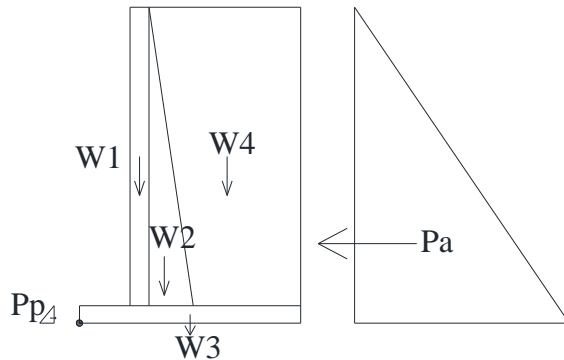
Dinding penahan tanah direncanakan dengan dimensi seperti pada gambar 4.100 dan harus mampu menahan geser dan guling.

- Kontrol Guling
  - Akibat tekanan aktif tanah

$$Pa = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times 6,285 \times 5,325 = 16,735 \text{ t}$$

$$Mo = \frac{1}{3} \times h \times Pa = \frac{1}{3} \times 5,325 \times 16,735 = 29,706 \text{ tm}$$

- Akibat berat penahan tanah dan tanah



Gambar 4. 106 Sketsa Beban Dinding Penahan Tanah

Tabel 4. 26 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah

Berat (t)	Jarak (m)	Momen (tm)
W1 = (2,4) (0,3) (4,725) = 3,402	0,95	3,23
W2 = (2,4) (0,5) (4,725) (0,7) = 3,969	1,567	6,22
W3 = (2,4) (0,6) (3,6) = 5,184	1,8	9,33
W4 = (1,706) (1,8+2,5) (0,5) (4,725) = 17,33	2,467	42,75
<b>Total = 29,885</b>		<b>61,53</b>

Titik berat dinding ( $X_w$ ) =  $M_w / W = 61,53 / 29,885 = 2,05 \text{ m}$

$$FS_{guling} = \frac{Mr}{Mo} = \frac{W(L - X_w)}{29,706} = \frac{29,885(3,6 - 2,05)}{29,706} = 1,55$$

$$FS_{guling} = 1,55 \geq 1,5 \text{ (OK)}$$

- Kontrol Geser

- Akibat tekanan aktif tanah

$$Pa = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times 6,285 \times 5,325 = 16,735 \text{ t}$$

- Akibat berat penahan tanah dan tanah

$$W_{\text{beton}} = 29,885 \text{ t}$$

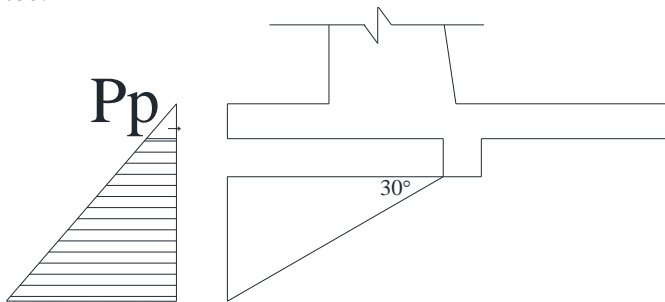
$$Pp = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times (2,89 + 4,23) \times 0,6 = 2,137 \text{ t}$$

$$FS_{\text{geser}} = \frac{(W_{\text{beton}}) \tan 30^\circ}{Pa - Pp} = \frac{29,885 \tan 30^\circ}{16,735 - 2,137} = \frac{17,254}{14,598}$$

$$FS_{\text{geser}} = 1,18 \geq 1,5 \text{ (Belum OK)}$$

Sehingga diperlukan penambahan kekuatan pada struktur dinding penahan. Penambahan kekuatan dapat dilakukan dengan menambah gaya pasif pada tanah dengan memasang *Shearkey*.

Nilai  $Pp$  yang diperlukan adalah  $(1,5 \times 14,598) - 17,254 = 4,643 \text{ t}$ . Direncanakan dimensi *Shearkey* 0,3x0,3 m pada 1,7 m dari toe.



Gambar 4. 107 Shearkey

$$h_2 = 0,6 + 0,3 + 1,7 \tan 30 = 0,6 + 0,3 + 0,98 = 1,88 \text{ m}$$

$$\sigma v'(h_2) = \gamma' x h = 0,706 \times 1,88 = 1,328 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h'(h_2) = (\sigma v' x Kp) + (2xc' x \sqrt{Kp})$$

$$\sigma h'(h2) = (1,328 \times 1,88) + (2 \times 1,1 \times \sqrt{1,732}) = 5,196 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h \text{ total } (h2) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 5,196 + 1,88 = 7,077 \text{ t/m'}$$

$$Pp = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times (4,2 + 7,07) \times (0,3 + 0,98) = 7,244 \text{ t}$$

$$FS_{geser} = \frac{(W_{\text{beton}}) \tan 30^\circ}{Pa - Pp} = \frac{28,935 \tan 30^\circ}{14,598 - 7,244}$$

$$FS_{geser} = \frac{17,254}{7,353} = 2,346$$

$$FS_{geser} = 2,346 \geq 1,5 \text{ (OK)}$$

#### 4.6.1.2 Penulangan dinding penahan tanah

- Penulangan pada *toe* dan *heel* dinding penahan

$$Mu = 1,6 \times Mo = 1,6 \times 29,706 = 47,529 \text{ tm} = 47529783.14 \text{ Nmm}$$

Tebal pelat = 600 mm

Selimut beton = 50 mm

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan = 19 mm

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0376$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0376 = 0.0282$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.352$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

$$dx = 600 - 50 - (0,5 \times 19) = 540,5 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{47529783.14}{0.9 \cdot 1000 \cdot 540,5^2} = 0,18$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12.352 \cdot 0,18}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0004$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0038$$

$$As_{perlu} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 540,5 = 2084,404 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{As_{perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{2084,404} = 136,023 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D19-125.

- Penulangan pada *stem* dinding penahan

$$Mu = 1,6 \times Mo = 1,6 \times 29,706 = 47,529 \text{ tm} = 47529783.14 \text{ Nmm}$$

Tebal pelat = 300 mm

Selimut beton = 50 mm

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan = 12 mm

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{fy} \left( \frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0376$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0376 = 0.0282$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{fy} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{fy} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.0038

$$m = \frac{fy}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.352$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

$$dx = 300 - 50 - (0,5 \times 12) = 244 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{47529783.14}{0,9.1000.244^2} = 0,887$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,887}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.00214$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0038$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 244 = 940,97 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{AS_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 12^2 \times 1000}{940,97} = 120,2 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur Ø12-100mm.

#### 4.6.1.3 Perencanaan pelat dasar *basement*

Data-data perencanaan pelat beton:

Tebal pelat = 220 mm

Selimut beton = 50 mm

Lx = 390 cm

Ly = 500 cm

$$\beta = \frac{Ly}{Lx} = \frac{390}{500} = 1.28 < 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Elevasi Muka Air Tanah = -4,75 m

Berat Jenis Air = 1000 kg/m<sup>3</sup>

Pada pelat dasar *basement* terdapat 2 kondisi maksimum yang terjadi yaitu pada saat musim hujan terjadi dan tidak ada kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu uplift akibat air serta pada saat musim kemarau yang menyebabkan muka air tanah dibawah elevasi *basement* serta terdapat kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu akibat beban parkir kendaraan

- Akibat gaya *uplift* air

Dari data tersebut, dapat dihitung gaya uplift yg bekerja dengan sebagai berikut:

$$q_{\text{air}} = h_{\text{air}} \times \text{berat jenis air} = 4,75 \times 1000 = 4750 \text{ kg/m}^2$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan bahwa  $q$  air = 4750 kg/m<sup>2</sup>. Nilai  $q$  air tersebut akan menjadi beban uplift pada pelat *basement* itu sendiri.

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 x f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 400}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0363$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0363 = 0.0273$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 x \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 x \sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.352$$

$d_x$  = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah

$$d_x = 220 - 50 - (0,5 \times 12) = 164 \text{ mm}$$

$d_y$  = tebal pelat - selimut beton - diameter tulangan bawah - 0,5 diameter tulangan atas

$$d_y = 220 - 50 - 12 - (0,5 \times 12) = 152 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X = 0.001 \cdot 4750 \cdot 3,9^2 \cdot 31 = 2239,67 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X = -0.001 \cdot 4750 \cdot 3,9^2 \cdot 83 = -4985,0775 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X = 0.001 \cdot 4750 \cdot 5^2 \cdot 19 = 902,5 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X = -0.001 \cdot 4750 \cdot 5^2 \cdot 57 = -2707,5 \text{ kgm}$$

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{49850775}{0,9 \cdot 1000 \cdot 164^2} = 2,06$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 2,06}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0051$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0051$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,0051 \times 1000 \times 164 = 830,09 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \emptyset^2 x 1000}{AS_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \pi x 12^2 x 1000}{830,09} = 136,24 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D12-125.

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{27075000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 152^2} = 1,302$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,058} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,058 \times 1,302}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0031$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0038$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 152 = 572,22 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \emptyset^2 x 1000}{AS_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \pi x 12^2 x 1000}{572,22} = 197,646 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D12-150.

Tabel 4. 27 Rekapitulasi Penulangan Pelat *Basement* akibat *uplift* air

Pelat	Bentang	Penulangan	
		Arah X	Arah Y
Pelat 1	Lx = 390 cm	Ø12-125 mm	Ø12-150 mm
	Ly = 500 cm		
Pelat 2	Lx = 390 cm	Ø12-100 mm	Ø12-100 mm
	Ly = 415 cm		
Pelat 3	Lx = 415 cm	Ø 12-100 mm	Ø12-150 mm
	Ly = 735 cm		
Pelat 4	Lx = 360 cm	Ø12-150 mm	Ø12-150 mm
	Ly = 415 cm		



- Akibat beban parkir

Peraturan pembebanan pada struktur pelat *basement* akibat parkir ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban Mati

- Berat beton (0.22x2400)  $= 528 \text{ kg/m}^2$

- Berat spesi 1 cm  $= 21 \text{ kg/m}^2 +$

Total  $= 549 \text{ kg/m}^2$

- Beban Hidup

- Lantai  $= 800 \text{ kg/m}^2$

Total ( $q_L$ )  $= 800 \text{ kg/m}^2$

- Beban Berfaktor

$$q_U = 1,2q_D + 1,6q_L = 1,2(549) + 1,6(800) = 1938.8 \text{ kg/m}^2$$

$dx$ =tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah

$$dx=220-50-(0,5 \times 12)= 164 \text{ mm}$$

$dy$ =tebal pelat - selimut beton – diameter tulangan bawah -0,5 diameter tulangan atas

$$dy=220-50-12-(0,5 \times 12)= 152 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = 0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 1938.8 \cdot 3,9^2 \cdot 31$$

$$= 914,16 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 1938.8 \cdot 3,9^2 \cdot 69$$

$$= -2034,75 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 1938.8 \cdot 5^2 \cdot 19$$

$$= 368,372 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 1938.8 \cdot 5^2 \cdot 57$$

$$= -1105,116 \text{ kgm}$$

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{20347512}{0,9 \cdot 1000 \cdot 164^2} = 0,84$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12,352 \cdot 0,84}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,002$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,00386$$

$$AS_{perlu} = \rho b d = 0,00386 \cdot 1000 \cdot 164 = 617,397 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 x 1000}{AS_{perlu}} = \frac{0,25 \pi x 12^2 x 1000}{617,397} = 183,18 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D12-125. (Spasi tulangan disamakan dengan hasil gaya akibat *uplift* air untuk mempermudah pelaksanaan dilapangan).

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{11051160}{0,9 \cdot 1000 \cdot 152^2} = 0,531$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,058} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12,058 \cdot 0,531}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0012$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0038$$

$$AS_{perlu} = \rho b d = 0,0038 \cdot 1000 \cdot 155 = 572,221 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 x 1000}{AS_{perlu}} = \frac{0,25 \pi x 12^2 x 1000}{572,221} = 197,646 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D10-150. (Spasi tulangan disamakan dengan hasil gaya akibat *uplift* air untuk mempermudah pelaksanaan dilapangan).

Tabel 4. 28 Rekapitulasi Penulangan Pelat *Basement* akibat beban parkir

Pelat	Bentang	Penulangan	
		Arah X	Arah Y
Pelat 1	Lx = 390 cm	Ø12-125 mm	Ø12-150 mm
	Ly = 500 cm		
Pelat 2	Lx = 390 cm	Ø12-100 mm	Ø12-100 mm
	Ly = 415 cm		
Pelat 3	Lx = 415 cm	Ø 12-100 mm	Ø12-150 mm
	Ly = 735 cm		
Pelat 4	Lx = 360 cm	Ø12-150 mm	Ø12-150 mm
	Ly = 415 cm		

#### 4.6.1.4 Perencanaan dinding geser *basement*

Dinding geser (*shearwall*) dalam struktur gedung berfungsi untuk menahan gaya geser dan momen yang terjadi akibat gaya lateral.

- Data perencanaan

Data perencanaan adalah sebagai berikut:

Tebal dinding = 35 cm

Tebal decking = 40 mm

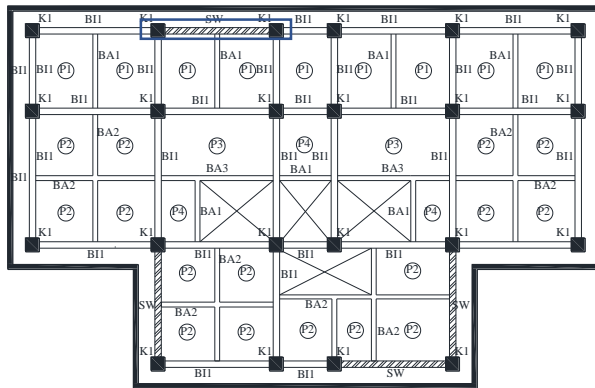
Tulangan = 13 mm

Mutu tulangan ( $f_y$ ) = 420 MPa

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 40 Mpa

Tinggi lantai = 4,725 m

Lebar dinding = 735 cm (X) dan 740 cm (Y)



Gambar 4. 108 Dinding Geser yang Ditinjau

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada dinding geser, yaitu:

Tabel 4. 29 Tabel Rekapitulasi Dinding Geser

Sumbu	Pu (kN)	M ((kNm)	V (kN)
X	1530.589	2725.8338	2298.453
Y	1688.9797	1115.6773	1804.345

- Kuat aksial rencana

Kuat aksial rencana dihitung berdasarkan (SNI 2847-2013 pasal 14.5.2)

$$\phi P_n = 0,55\phi\sqrt{f'_c}Ag \left[ 1 - \left( \frac{k l_c}{32h} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_n = 0,55 \times 0,75 \times \sqrt{40} \times 350 \times 7350 \times \left[ 1 - \left( \frac{0,8 \times 7350}{32 \times 350} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_n = 42444,26033 \text{ kN}$$

$$\phi P_n > P_u$$

$$42444,26033 \text{ kN} > 1530,589 \text{ kN (OK)}$$

- Pemeriksaan tebal dinding geser

Tebal dinding dianggap cukup bila dihitung memenuhi (SNI 2847-2013, pasal 11.9.3)

$$V_u < 0.83\sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d = 0.83\sqrt{40} \cdot 350 \cdot 7350 = 10803,23 \text{ kN}$$

$$V_u < V_n$$

$$10803,23 \text{ kN} < 2298.453 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

- Penulangan geser dinding

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi  $0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c}$ .

$$V_u < 0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c} = 0.17 \times 350 \times 7350 \times \sqrt{40}$$

$$2298.453 \text{ kN} > 2765.886 \text{ kN} \rightarrow 1 \text{ lapis tulangan}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.3.4: bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.

$$350 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

- Penulangan geser horizontal dan vertikal

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2: Rasio tulangan horizontal ( $\rho_t$ ) tidak boleh kurang dari 0,0025 dan menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.4: Rasio tulangan Vertikal ( $\rho_l$ ) tidak boleh kurang dari:

$$\rho_t = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_t - 0,0025) \text{ dan } 0,0025$$

Spasi tulangan horizontal tidak boleh lebih dari=

$$s \leq \frac{7350}{5} = 1470 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3 \times 350 = 1050 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

S pakai = 250 mm (**OK**)

Dipakai tulangan horizontal dua lapis 2D13 ( $A_s=265,46 \text{ mm}^2$ )

$$\rho_n = \frac{A_s}{h \times s} = \frac{265,46}{250 \times 350} = 0,003034 > \rho_{min} = 0,0025$$

$$V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{4725}{7350} = 0,64 > 1,5 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0,25$$

$$V_n = 350 \times 7350 [0,25 \sqrt{40} + 0,003034 \times 410] = 7267,39 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_u$$

$$7267,39 \text{ kN} > 2298,453 \text{ kN} (\text{OK})$$

Maka, digunakan tulangan geser horizontal 2D13 – 250 mm.

$$\rho_t = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_t - 0,0025)$$

$$\rho_t = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{4725}{7350} \right) (0,003034 - 0,0025)$$

$$\text{maka } \rho_t = 0,002996$$

Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{4725}{3} = 1575 \text{ mm} (\text{OK})$$

$$s \leq 3h = 1050 \text{ mm} (\text{OK})$$

$$s \leq 450 \text{ mm} (\text{OK})$$

S pakai = 250 mm (**OK**)

Dipakai tulangan vertikal dua lapis 2D13 ( $A_s=265,46 \text{ mm}^2$ )

$$\rho_n = \frac{A_s}{h \times s} = \frac{265,46}{250 \times 350} = 0,003034 > \rho_{min} = 0,002996$$

Maka, digunakan tulangan geser vertikal 2D13 – 250 mm

- Kontrol komponen batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari  $0.2f'c$ . SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.3

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'c$$

$$\frac{2725,83 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 350 \times 7350^2} + \frac{1530,589 \times 10^3}{350 \times 7350} > 0.2 \times 40$$

$$1,46 \text{ MPa} > 8 \text{ MPa} \text{ (tidak butuh komponen batas)}$$

$$c > \frac{lw}{600\left(\frac{\delta u}{hw}\right)} ; \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{2,128}{4735} = 0.00045 < 0.007$$

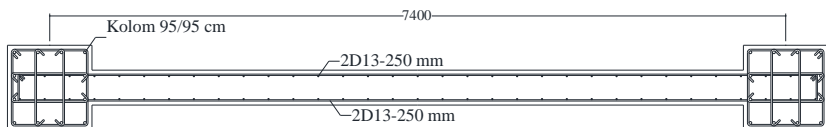
$$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times f'cx \times b} = \frac{7963,9374 \times 410}{0.85 \times 40 \times 735} = 130,66 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{130,66}{0.76} = 171,92 \text{ mm}$$

$$171,92 \text{ mm} > \frac{7350}{600(0.007)}$$

$171,92 \text{ mm} < 1750 \text{ mm}$  (tidak butuh komponen batas)

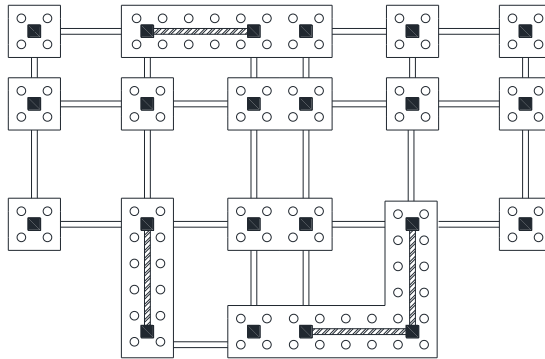
Berdasarkan 2 syarat diatas tidak ada syarat yang harus dipenuhi untuk penggunaan komponen batas sehingga dipasang panjang penyaluran minimum.



Gambar 4. 109 Penulangan dinding Geser

#### 4.6.2 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bagian dasar dari konstruksi yang berfungsi sebagai penopang bangunan diatasnya yang bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata.



Gambar 4. 110 Denah Pondasi

Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin.

- D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75(0,7E) + 0,75L
- 0,6D + 0,7E

#### 4.6.2.1 Data perencanaan pondasi

Pondasi pada gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang beton (*Spun pile*) produk dari PT. Waskita Beton Precast. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 600 mm
- Wall thickness : 100 mm
- Klasifikasi : A1
- Concrete cross section : 1571 cm<sup>2</sup>
- Berat : 393 kg/m



- *Bending moment crack* : 17 tm
- *Bending momen ultimate* : 25.5 tm
- *Allowable axial load* : 252,7 t

#### 4.6.2.2 Daya dukung tanah tiang pancang tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi ( $Q_p$ ) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah ( $Q_s$ ). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila  $N > 15$

a.  $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$

b.  $N_1 = 0.6 N$

Kemudian pilih harga  $N_1$  yang terkecil

2. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah

Dari harga  $N_1$  dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N_2 = \frac{4N_1}{(1 + 0,4 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

$$N_2 = \frac{4N_1}{(3,25 + 0,1 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

3. Perhitungan daya dukung satu tiang pancang

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (SPT) dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = C_n \times A_{ujung} = 40 \times \tilde{N} \times A_{ujung}$$

$$Q_s = \sum C_{li} \times A_{si}$$

Dimana :

$\tilde{N}$  = Harga rata – rata  $N_2$  4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

$C_{li}$  =  $N/2$  untuk tanah lempung atau lanau dan  $N/5$  untuk tanah pasir

$A_{si}$  = Luas selimut tiang pada segmen  $i = O_i \times h_i$

$O_i$  = Keliling tiang

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{ijin \ 1 \ tiang} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

Tabel 4. 30 Daya Dukung Tanah Kedalaman 4 – 16,5 m

Depth (m)	N (blow/ft)	Qp (ton)	S Qs (ton)	Qult = Qp + Qs	Qijin = Qult/SF
4	8	214.885	7.540	222.425	74.142
4.5	9.5	231.850	16.493	248.343	82.781
5	11	248.814	26.861	275.675	91.892
5.5	12.5	248.814	38.642	287.456	95.819
6	14	239.120	51.836	290.956	96.985
6.5	11	229.426	62.204	291.630	97.210
7	8	205.191	69.743	274.934	91.645
7.5	5	175.301	74.456	249.757	83.252
8	2	139.756	76.341	216.097	72.032
8.5	1.75	98.556	77.990	176.546	58.849
9	1.5	66.243	79.404	145.646	48.549
9.5	1.25	49.278	80.582	129.860	43.287
10	1	47.662	81.524	129.187	43.062
10.5	2.75	61.396	84.116	145.512	48.504
11	4.5	81.592	88.357	169.949	56.650
11.5	6.25	105.019	94.248	199.267	66.422
12	8	131.678	101.788	233.465	77.822
12.5	8.75	161.568	110.034	271.602	90.534
13	9.5	188.226	118.988	307.214	102.405
13.5	10.25	210.846	128.648	339.494	113.165
14	11	229.426	139.015	368.441	122.814
14.5	11.5	243.967	149.854	393.821	131.274
15	12	257.700	161.164	418.864	139.621
15.5	12.5	274.665	172.945	447.610	149.203
16	13	294.861	185.197	480.058	160.019
16.5	14.75	318.288	199.098	517.387	172.462

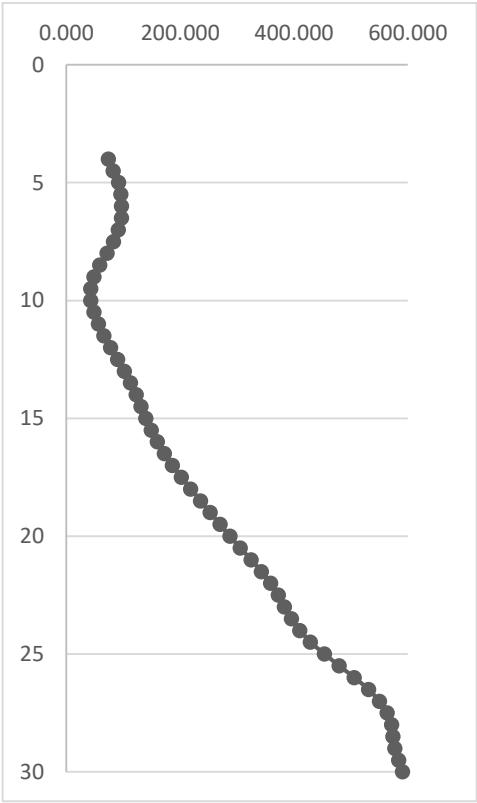
Tabel 4. 31 Daya Dukung Tanah Kedalaman 17 – 29,5 m

Depth (m)	N (blow/ft)	Qp (ton)	S Qs (ton)	Qult = Qp + Qs	Qijin = Qult/SF
17	16.5	345.755	214.649	560.404	186.801
17.5	18.25	374.837	231.850	606.686	202.229
18	20	405.535	250.699	656.234	218.745
18.5	21	437.848	270.491	708.339	236.113
19	22	467.738	291.226	758.964	252.988
19.5	23	497.628	312.903	810.531	270.177
20	24	527.518	335.522	863.040	287.680
20.5	25.75	557.408	359.791	917.199	305.733
21	27.5	589.722	385.709	975.431	325.144
21.5	29.25	615.573	413.277	1028.849	342.950
22	31	634.961	442.493	1077.454	359.151
22.5	30	647.886	470.768	1118.654	372.885
23	29	651.925	498.100	1150.025	383.342
23.5	28	663.235	524.489	1187.724	395.908
24	27	681.815	549.936	1231.751	410.584
24.5	31	707.666	579.153	1286.819	428.940
25	35	749.674	612.139	1361.813	453.938
25.5	39	790.066	648.896	1438.962	479.654
26	43	828.842	689.423	1518.264	506.088
26.5	41.5	866.002	728.535	1594.538	531.513
27	40	885.391	766.234	1651.625	550.542
27.5	38.5	889.430	802.520	1691.950	563.983
28	37	878.120	837.392	1715.512	571.837
28.5	36.25	851.461	871.556	1723.018	574.339
29	35.5	827.226	905.014	1732.241	577.414
29.5	34.75	814.301	937.765	1752.066	584.022

Tabel 4. 32 Daya Dukung Tanah Kedalaman 30 m

Depth	N	Qp	S Qs	Qult = Qp + Qs	Qijin = Qult/SF
(m)	(blow/ft)	(ton)	(ton)		
30	34	802.991	969.810	1772.801	590.934

Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung tanah, maka tiang pancang direncanakan berhenti sampai elevasi -17,5 m yang memiliki nilai daya dukung sebesar 202.229 ton.

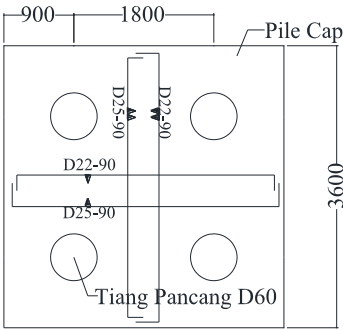


Gambar 4. 111 Grafik Antara Daya dukung Tanah dengan Kedalaman

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output semua reaksi perletakkan.

Tabel 4. 33 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1

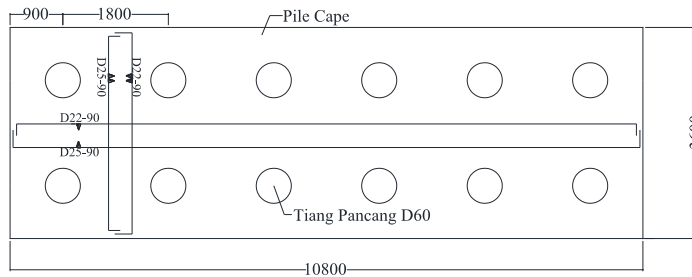
Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
D	5.602	22.623	3985.45	11.71	44.64	1983.20	4
D+L	7.385	30.363	5127.45	15.37	57.58	1983.20	4
D+0,75L	6.939	28.678	4841.95	14.45	54.35	1983.20	4
D+0,7Ex	34.780	36.776	4080.76	20.30	55.24	1983.20	4
D+0,7Ey	15.559	50.364	4133.80	15.50	55.48	1983.20	4
D+0,75(0,7Ex)+L	27.810	39.570	5194.17	21.38	65.00	1983.20	4
D+0,75(0,7Ey)+L	14.355	49.082	5231.29	18.02	65.17	1983.20	4
0,6D+0,7Ex	30.594	26.450	2480.22	15.04	36.68	1983.20	4
0,6D+0,7Ey	12.654	39.133	2529.73	10.56	36.90	1983.20	4



Gambar 4. 112 Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Tabel 4. 34 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
D	25.241	51.412	6910.037	1635.676	36.489	1983.20	12
D+L	41.731	64.669	8638.376	2187.030	46.691	1983.20	12
D+0,75L	37.609	61.355	8206.291	2049.191	44.140	1983.20	12
D+0,7Ex	401.339	105.610	7969.069	4302.898	127.643	1983.20	12
D+0,7Ey	826.425	209.884	9551.262	7618.922	242.773	1983.20	12
D+0,75(0,7Ex)+L	267.783	71.546	9379.698	4054.085	104.009	1983.20	12
D+0,75(0,7Ey)+L	565.344	144.538	10487.233	6375.302	184.600	1983.20	12
0,6D+0,7Ex	375.995	100.070	5134.452	3470.813	110.237	1983.20	12
0,6D+0,7Ey	772.742	197.393	6611.165	6565.768	217.693	1983.20	12



Gambar 4. 113 Pondasi Tiang Pancang Tipe 2

Berdasarkan table diatas sehingga jumlah tiang pancang digunakan 4 buah untuk tipe 1 dan 12 buah untuk tipe 2.

#### 4.6.2.3 Daya dukung tanah tiang pancang kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang.

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1,2 meter. Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang didesain :

$$\bar{P}_{1\text{tiang}} = 252,7 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah :

$$\bar{P}_{1\text{tiang}} = 202.922 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 202.922 ton. Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi ( $\eta$ ) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$Ce = 1 - \frac{\arctan(\phi/S)}{90^\circ} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

$$Ce = 1 - \frac{18,43}{90} \times \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2}\right) = 0,795$$

Dimana :

$\emptyset$  = diameter tiang pancang

S = Jarak antar tiang pancang

m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Sehingga perhitungan efisiensinya menjadi

$$QL (\text{group}) = QL (1 \text{ tiang}) \times Ce = 202.922 \times 0,795 = 1577 \text{ kN}$$

#### 4.6.2.4 Kontrol beban maksimum 1 tiang pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\sum y^2} \leq P_{ijin \text{ tanah}} (1 \text{ tiang})$$

Perhitungan jarak tiang

$$2D \leq S \leq 3D$$

$$120 \leq S \leq 180$$

dengan S = jarak antar tiang

dipakai S = 180 cm



$$1D \leq S \leq 2D$$

$$60 \leq S \leq 120$$

dengan S = jarak tepi  
dipakai S = 90 cm

$$P = 5231,29 \text{ kN}$$

$$N = 4 \text{ tiang}$$

$$M_x = 18,02 \text{ kNm}$$

$$M_y = 65,17 \text{ kNm}$$

$$X_{\max} = 0,9 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 0,9 \text{ m}$$

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{\max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{\max}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{\max} = \frac{5231,29}{4} \pm \frac{65,17 \times 0,9}{1,8^2} \pm \frac{18,02 \times 0,9}{1,8^2}$$

$$P_{\max} = 1330,93 \text{ kN} \leq 1577 \text{ kN (1 tiang)} \dots \text{OK}$$

Tabel 4. 35 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 1

Kombinasi beban	P	Mx	My	P/n	$\frac{M_y \times x_{\max}}{\Sigma x^2}$	$\frac{M_x \times y_{\max}}{\Sigma y^2}$	Pmax (kN)	Pijin (kN)	Pijin $\geq$ Pmax
	kN	kNm	kNm						
D	3985.45	11.71	44.64	996.36	12.40	3.25	1012.02	1577.0	OK
D+L	5127.45	15.37	57.58	1281.86	16.00	4.27	1302.13	1577.0	OK
D+0,75L	4841.95	14.45	54.35	1210.49	15.10	4.02	1229.60	1577.0	OK
D+0,7Ex	4080.76	20.30	55.24	1020.19	15.35	5.64	1041.17	1577.0	OK
D+0,7Ey	4133.80	15.50	55.48	1033.45	15.41	4.30	1053.16	1577.0	OK
D+0,75(0,7Ex)+L	5194.17	21.38	65.00	1298.54	18.06	5.94	1322.54	1577.0	OK
D+0,75(0,7Ey)+L	5231.29	18.02	65.17	1307.82	18.10	5.01	1330.93	1577.0	OK
0,6D+0,7Ex	2480.22	15.04	36.68	620.06	10.19	4.18	634.42	1577.0	OK
0,6D+0,7Ey	2529.73	10.56	36.90	632.43	10.25	2.93	645.61	1577.0	OK

Tabel 4. 36 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 2

Kombinasi beban	P	Mx	My	P/n	$\frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2}$	$\frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$	Pmax (kN)	Pijin (kN)	Pijin $\geq$ Pmax
	kN	kNm	kNm						
D	6910.037	1635.676	36.489	575.84	10.14	56.09	642.07	1441.6	OK
D+L	8638.376	2187.030	46.691	719.86	12.97	75.00	807.84	1441.6	OK
D+0,75L	8206.291	2049.191	44.140	683.86	12.26	70.27	766.39	1441.6	OK
D+0,7Ex	7969.069	4302.898	127.643	664.09	35.46	147.56	847.11	1441.6	OK
D+0,7Ey	9551.262	7618.922	242.773	795.94	67.44	261.28	1124.66	1441.6	OK
D+0,75(0,7Ex)+L	9379.698	4054.085	104.009	781.64	28.89	139.03	949.56	1441.6	OK
D+0,75(0,7Ey)+L	10487.233	6375.302	184.600	873.94	51.28	218.63	1143.85	1441.6	OK
0,6D+0,7Ex	5134.452	3470.813	110.237	427.87	30.62	119.03	577.52	1441.6	OK
0,6D+0,7Ey	6611.165	6565.768	217.693	550.93	60.47	225.16	836.56	1441.6	OK

#### 4.6.2.5 Kontrol Kekuatan tiang

- Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk tiang pancang diameter 60 cm kelas A1 pada produk dari PT. Waskita Beton Precast, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,7 ton.

$$P_{max} = 133,09 \text{ ton} < P_{ijin} = 252,7 \text{ ton}$$

- Kontrol terhadap Gaya Momen

Perumusan yang dipakai diambil dari buku “Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi)” :

$$M_{max} = H (e + 1,5d + 0,5f)$$

$$f = \frac{H}{9 C_u d}$$

Dimana:

H = Lateral Load

e = jarak antara lateral load (H) dengan muka tanah

D = diameter pondasi

dari lampiran data tanah di ketahui  $C_u = 1,25 \text{ kg/cm}^2$

$$f = \frac{H}{9 C_u d} = \frac{1251,22}{9 \times 1,25 \times 60} = 1,85 \text{ cm}$$

$$M_{max} = H (e + 1,5d + 0,5f) = 1251,22 (0 + 1,5 \times 60 + 0,5 \times 1,85) = 113769.499 \text{ kgcm} = 1,138 \text{ tm}$$

Untuk diameter 600 mm kelas C pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi  $M_{crack} = 17 \text{ tm}$ .

Cek kekuatan momen tiang :  
Mcrack = 1,138 tm tm > M = 17 tm ..... (OK)

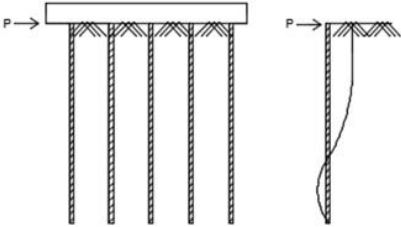
Tabel 4. 37 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	f	Mmax	Mijin
	Kg	Kg	Kg		cm	cm	tm	tm
D	571.185	2306.837	576.709	0	60	0.854	0.522	17
D+L	753.059	3096.085	774.021	0	60	1.147	0.701	17
D+0,75L	707.590	2924.265	731.066	0	60	1.083	0.662	17
D+0,7Ex	3546.466	3750.079	937.52	0	60	1.389	0.850	17
D+0,7Ey	1586.521	5135.658	1283.91	0	60	1.902	1.168	17
D+0,75(0,7Ex)+L	2835.755	4034.973	1008.74	0	60	1.494	0.915	17
D+0,75(0,7Ey)+L	1463.800	5004.881	1251.22	0	60	1.854	1.138	17
0,6D+0,7Ex	3119.640	2697.107	779.91	0	60	1.155	0.706	17
0,6D+0,7Ey	1290.359	3990.341	997.585	0	60	1.478	0.905	17

Tabel 4. 38 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 2

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	f	Mmax	Mijin
	Kg	Kg	Kg		cm	cm	tm	tm
D	2573.835	5242.441	524.24409	0	60	0.78	0.474	17
D+L	4255.341	6594.329	659.43285	0	60	0.98	0.597	17
D+0,75L	3834.969	6256.359	625.63592	0	60	0.93	0.566	17
D+0,7Ex	40924.507	10769.031	4092.4507	0	60	6.06	3.807	17
D+0,7Ey	84270.516	21401.912	8427.0516	0	60	12.5	8.110	17
D+0,75(0,7Ex)+L	27305.873	7295.535	2730.5873	0	60	4.05	2.513	17
D+0,75(0,7Ey)+L	57648.097	14738.550	5764.8097	0	60	8.54	5.434	17
0,6D+0,7Ex	38340.169	10204.138	3834.0169	0	60	5.68	3.560	17
0,6D+0,7Ey	78796.451	20128.164	7879.6451	0	60	11.7	7.552	17

• Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 4. 114 Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left( \frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$\delta$  = defleksi yang terjadi

$Fd$  = koefisien defleksi

$P$  = Gaya lateral 1 tiang

$T$  = *Relative stiffnes Factor*

Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Jumlah tiang = 4

$H_{\max}$  = 5,004 t

$H_{\max}$  1 tiang = 1,251 t

$C_u = 1,25 \text{ kg/cm}^2$

$$Q_u = 2 \times C_u = 2 \times \frac{1,25}{0.977} = 2,55 \frac{\text{t}}{\text{ft}^3}$$

Dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing* maka didapatkan  $f = 6 \text{ t/ft}^3 = 0,192 \text{ kg/cm}^3$

$$T = \left( \frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$E = 4700\sqrt{fc} = 4700\sqrt{50} = 33234,019 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (60 - 40)^4 = 7857,143 \text{ cm}^4$$

$$T = \left( \frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}} = \left( \frac{338921,82 \times 7857,143}{0.192} \right)^{\frac{1}{5}} = 106,34 \text{ cm}$$

$Fd(\text{deflection coefficient})$

$L = 17,5 \text{ m} = 1750 \text{ cm}$  (kedalaman tiang pancang)

$T = 106,34 \text{ cm}$

$L/T = 16,456$

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan  $Fd = 0.99$

$$\delta = Fd \left( \frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.9 \left( \frac{5,004 \times 106,34^3}{33234,019 \times 7857,143} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,0207 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm (OK)}$$

Kontrol Momen :

$$M_{\text{crack}} = 17 \text{ tm}$$

$$L/T = 16,456$$

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan  $F_m = 0.9$

$$M = F_m(PT) \leq M_{\text{banding crack}}$$

$$M = 0,9 \times (5,004 \times 1,0634) \leq 17 \text{ tm}$$

$$M = 4.789 \text{ tm} \leq 17 \text{ tm (OK)}$$

#### 4.6.3 Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer.

$$P_u = 660,9 \text{ ton}$$

$$P_{\text{max}} (1 \text{ tiang}) = 133,093 \text{ ton}$$

$$\text{Jumlah tiang pancang} = 4 \text{ buah}$$

$$\text{Dimensi poer} = 3,6 \times 3,6 \times 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Mutu beton (f}'_c) = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja (f}_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1 \text{ (beton normal)}$$

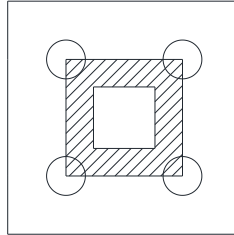
Tinggi efektif (d):

$$d_x = 1200 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1117,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 70 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1092,5 \text{ mm}$$

#### 4.6.3.1 Kontrol Geser Ponds

- Akibat Kolom



Gambar 4. 115 Area Kritis Geser Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser ponds untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Perencanaan geser ponds pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non-prategang ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

dimana :

$\alpha_s = 20$  untuk kolom sudut,  $\alpha_s = 30$  untuk kolom tepi,  $\alpha_s = 40$  untuk kolom interior

$\beta$  = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek =  $950/950 = 1$

$b_o$  = Keliling penampang kritis :

$$b_o = 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2 (h_{\text{kolom}} + d)$$

$$b_o = 2 (950 + 1117,5) + 2 (950 + 1117,5) = 8270 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1\sqrt{40} \times 8270 \times 1117,5 = 29809399 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{40 \times 1117,5}{8270} + 2 \right) 1\sqrt{40} \times 8270 \times 1117,5$$

$$V_{c2} = 359245058 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 8270 \times 1117,5 = 19463784 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c \geq P_u$$

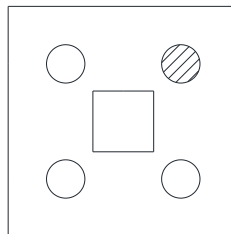
$$\phi V_c = 0,75 \times 19463784 \text{ N} = 14597838 \text{ N} = 1459,784 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1459,784 \geq 660,9 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1459,784 \geq 660,9 \text{ ton (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

- Akibat Tiang Pancang



Gambar 4. 116 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} = 950/950 = 1$$

$$b_o = (0,25 \times \pi \times (600 + 1117,5)) = 1348,921 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1\sqrt{40} \times 1348,921 \times 1117,5 = 4862217 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{40 \times 1117,5}{1348,921} + 2 \right) 1\sqrt{40} \times 1348,921 \times 1117,5$$

$$V_{c2} = 278044427 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times 1\sqrt{40} \times 1348,921 \times 1117,5 = 3174742 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c \geq P_{pile}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 3174742 \text{ N} = 2381056 \text{ N} = 238,1056 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 238,1056 \geq 133,093 \text{ (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

#### 4.6.4 Penulangan Poer

Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis.

$$d_x = 1200 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1117,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 70 - 25 - \frac{1}{2} (25) = 1092,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 400}{410} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0363$$



$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.0363 = 0.0273$$

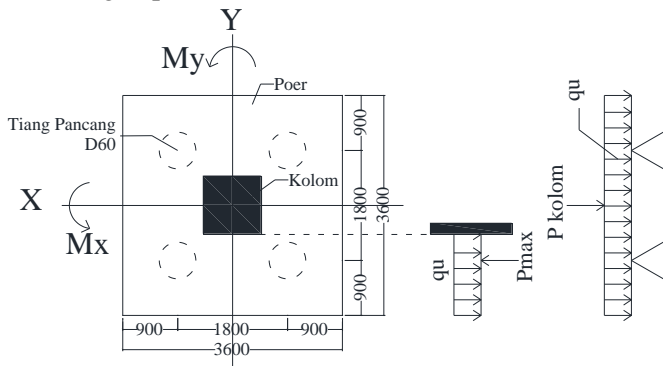
$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25x\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25x\sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.352$$

#### 4.6.4.1 Penulangan poer tipe 1

##### 1. Penulangan poer arah sumbu X



Gambar 4. 117 Pembebanan Poer Tipe I (Arah Sumbu X)

$$P_{max} = 133,08 \text{ ton}$$

$$P_{kolom} = 313.8 \text{ ton}$$

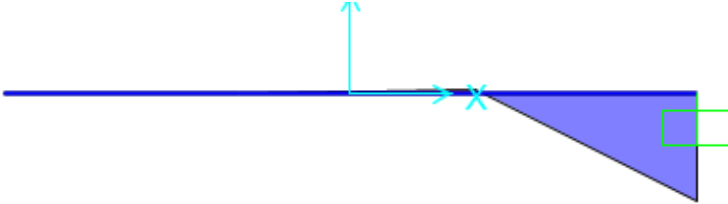
$$q = 3,6 \times 1,2 \times 2,4 = 10.368 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 10.368 \text{ ton/m} \times 1,2 = 12,4416 \text{ ton/m}$$

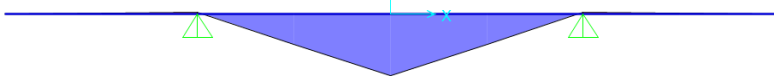
Pada sumbu X, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 Mu_1 &= 2 \cdot P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q_u \cdot L^2 \\
 &= (2 \times 133,09 \times 0,425) - (\frac{1}{2} \times 12,4416 \times (1,325)^2) \\
 &= 102,196 \text{ t.m} \\
 &= 1002206366 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 118 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 1 Sumbu X



Gambar 4. 119 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 2 Sumbu Y  
 $Mu_2 = 141,21 \text{ tm} = 1384797046 \text{ Nmm}$

- Penulangan negatif

$$Rn = \frac{Mu_1}{\phi b d x^2} = \frac{1002206366}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1117,5^2} = 0,247$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,247}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0006$$

$$\rho_{pakai} = 0,0037$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0037 \times 1000 \times 1117,5 = 4206,959 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4206,959} = 116,68 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

- Penulangan positif

$$Rn = \frac{Mu_2}{\phi b d x^2} = \frac{1384797046}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1117,5^2} = 0,342$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,342}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0008$$

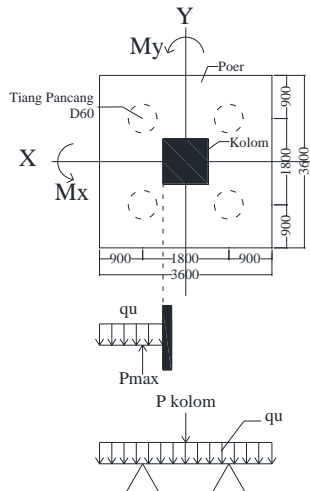
$$\rho \text{ pakai} = 0.0037$$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1000 \times 1117,5 = 4206,959 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \emptyset^2 x 1000}{A_{s\text{perlu}}} = \frac{0,25 \pi x 25^2 x 1000}{4206,959} = 116,68 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

## 2. Penulangan poer arah sumbu Y

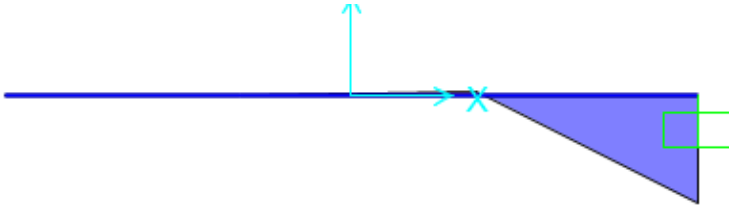


Gambar 4. 120 Pembebanan Poer Tipe I (Arah Sumbu Y)

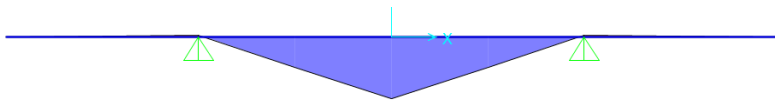
Pada sumbu Y, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 Mu_1 &= 2 \cdot P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q_u \cdot L^2 \\
 &= (2 \times 133,09 \times 0,425) - (\frac{1}{2} \times 12,4416 \times (1,325)^2) \\
 &= 102,196 \text{ t.m} \\
 &= 1002206366 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 121 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 1 Sumbu Y



Gambar 4. 122 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 2 Sumbu Y  
 $Mu_2 = 141,21 \text{ tm} = 1384797046 \text{ Nmm}$

- Penulangan negatif

$$Rn = \frac{Mu_1}{\phi b d x^2} = \frac{1002206366}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1092,5^2} = 0,259$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,259}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00062$$

$$\rho_{pakai} = 0,0037$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0037 \times 1000 \times 1092,5 = 4112,843 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4112,843} = 119,35 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

- Penulangan positif

$$Rn = \frac{Mu_2}{\phi b d x^2} = \frac{1384797046}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1092,5^2} = 0,358$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,358}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00085$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0037$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1000 \times 1092,5 = 4112,843 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 x 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \pi x 25^2 x 1000}{4112,843} = 119,35 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

#### 4.6.4.2 Penulangan poer tipe 2

$$P_{\text{kolom}} = 313,8 \text{ ton}$$

$$P_{\text{max}} = 114,38 \text{ ton}$$

$$P_{\text{shearwall}} = 156,076 \text{ ton}$$

$$q_{\text{shearwall}} = 21,234 \text{ ton/m}$$

$$M_{\text{shearwall}} = 277,872 \text{ tm}$$

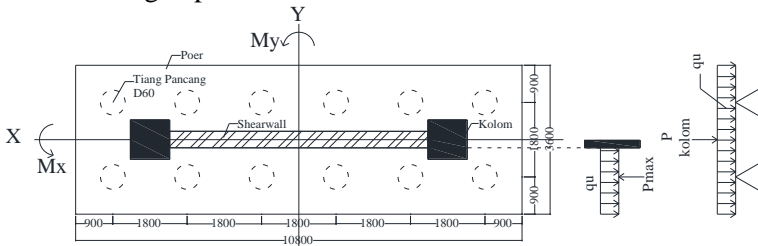
$$q_1 = 10,8 \times 1,2 \times 2,4 = 31,104 \text{ ton/m}$$

$$q_{u1} = 31,104 \text{ ton/m} \times 1,2 = 37,325 \text{ ton/m}$$

$$q_2 = 3,6 \times 1,2 \times 2,4 = 10,368 \text{ ton/m}$$

$$q_{u2} = 10,368 \text{ ton/m} \times 1,2 = 12,4416 \text{ ton/m}$$

##### 1. Penulangan poer arah sumbu X



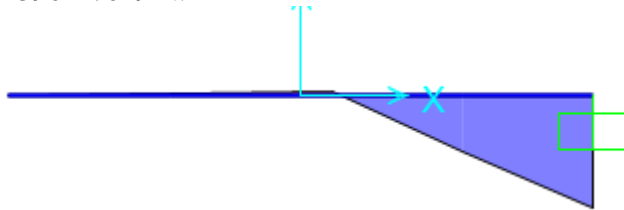
Gambar 4. 123 Pembebanan Poer Kolom Tipe II (Arah Sumbu X)

Pada sumbu X, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi dinding geser dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer.

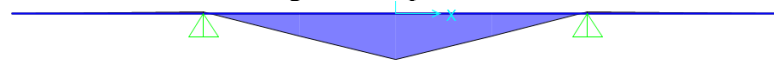
Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakkannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} Mu_1 &= 6.P_{\max}.a - \frac{1}{2} q u_1 . L^2 \\ &= (6 \times 114,38 \times 0,725) - (\frac{1}{2} \times 37,325 \times (1,625)^2) \\ &= 448,292 \text{ t.m} \\ &= 4396247049 \text{ N.mm} \end{aligned}$$



Gambar 4. 124 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 1 Sumbu X



Gambar 4. 125 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 2 Sumbu X  
 $Mu_2 = 352,6542 \text{ tm} = 3458356310 \text{ Nmm}$

- Penulangan negatif

$$Rn = \frac{Mu_1}{\phi b d x^2} = \frac{4396247049}{0,9.10800.1117,5^2} = 0,362$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,362}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00086$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0037$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1000 \times 1117,5 = 4206,959 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{AS_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4206,959} = 116,68 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

- Penulangan positif

$$Rn = \frac{Mu_2}{\phi b d x^2} = \frac{3458356310}{0,9 \cdot 10800 \cdot 1117,5^2} = 0,285$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12.352 \cdot 0,285}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.00068$$

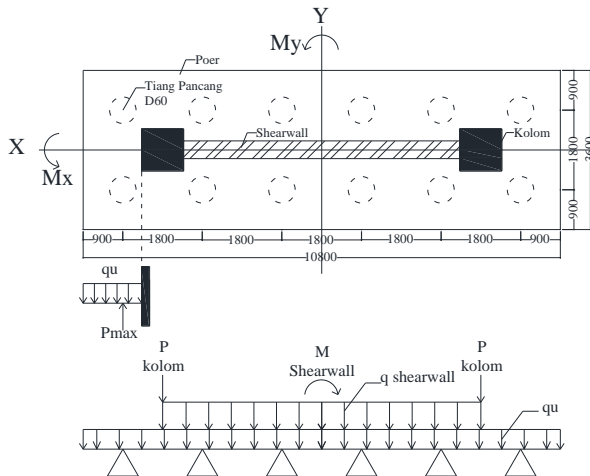
$$\rho \text{ pakai} = 0.0037$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0037 \times 1000 \times 1117,5 = 4206,959 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 x 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \pi x 25^2 x 1000}{4206,959} = 116,68 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

## 2. Penulangan poer arah sumbu Y



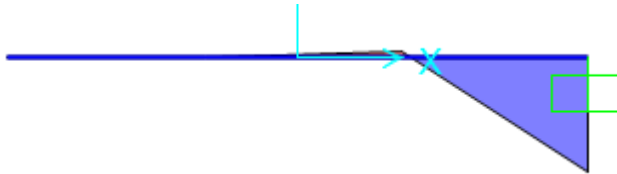
Gambar 4. 126 Pembebanan Poer Kolom Tipe II (Arah Sumbu Y)

Pada sumbu Y, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer.

Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakkannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom, beban terbagi merata serta momen dari dinding geser dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} Mu_1 &= 2 \cdot P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q u_2 \cdot L^2 \\ &= (2 \times 114,38 \times 0,425) - (\frac{1}{2} \times 12,4416 \times (1,325)^2) \\ &= 86,305 \text{ t.m} \\ &= 846367681 \text{ N.mm} \end{aligned}$$



Gambar 4. 127 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 1 Sumbu Y



Gambar 4. 128 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 2 Sumbu Y

- Penulangan negatif

$$Rn = \frac{Mu_1}{\phi b d x^2} = \frac{846367681}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1092,5^2} = 0,218$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,218}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00052$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0037$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1000 \times 1117,5 = 4206,959 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4206,959} = 116,68 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.



- Penulangan positif

$$Rn = \frac{Mu_2}{\phi b d x^2} = \frac{1164147421}{0,9.3600.1092,5^2} = 0,301$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,301}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0007$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0037$$

$$A_{sperlu} = \rho b d = 0,0037 \times 1000 \times 1117,5 = 4206,959 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4206,959} = 116,68 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

#### 4.6.5 Perencanaan Kolom Beton

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

Dimensi Kolom = 95/95 cm

Tebal decking ( $d'$ ) = 40 mm

Mutu tulangan ( $f_y$ ) = 420 Mpa

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 40 Mpa

##### 4.6.5.1 Kontrol dimensi kolom

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diperoleh beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom:

$Pu_{max}$  : 6479.7435 kN

$Vu_{max}$  : 231.227 kN

$Tu_{max}$  : 16.7023 kNm

$My$  : 224.586 kNm

$Mx$  : 173.2556 kNm

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar  $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$ , maka komponen

struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.

$$950 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi besar dari 0.4

$$\text{Rasio } b/h = 950/950 = 1 > 0.4$$

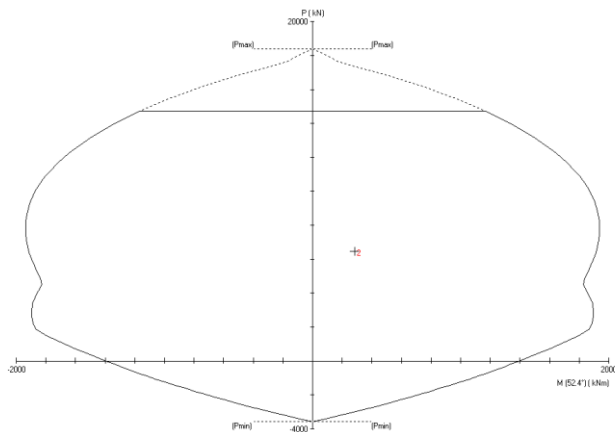
Dari hasil program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 6479.7435 kN

$$6479.7435 \text{ kN} \geq 950 \times 950 \times \frac{40}{10} \times \frac{1}{1000}$$

$$6479.7435 \text{ kN} \geq 3610 \text{ kN (OK)}$$

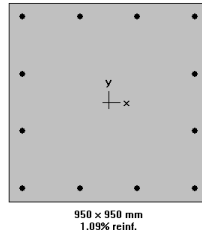
#### 4.6.5.2 Penulangan longitudinal kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu spColumn, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 4. 129 Diagram Interaksi Kolom 95/95 cm

Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **12D32**.



Gambar 4. 130 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom  
 $\phi M_n = 1500,85 \text{ kNm} > M_u = 224.586 \text{ kNm}$  (**OK**)

#### 4.6.5.3 Kontrol rasio tulangan longitudinal pada kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang,  $A_{st}$ , tidak boleh kurang dari  $0.01 A_g$  atau lebih dari  $0.06 A_g$ .

$$A_{st} = 7740 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 722500 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program spColumn diperoleh Tulangan longitudinal: 12D32, dengan rasio tulangan = 1,09 %.

$$0.01 A_g < A_s < 0.06 A_g$$

$$7225 \text{ mm}^2 < 9828 \text{ mm}^2 < 54150 \text{ mm}^2 \text{ (**OK**)}$$

#### 4.6.5.4 Kontrol kapasitas beban aksial kolom terhadap beban aksial terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2: kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 6479,7435 \text{ KN}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$A_g = 950 \times 950 = 902500 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 12 \frac{1}{4} \pi 32^2 = 9828 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 0,8 \times 0,65 (0,85 \times 40 (902500 - 9828) + 420 (9828))$$

$$\phi P_n = 17928876 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 17928,88 \text{ kN} > P_u = 6479,7435 \text{ kN (OK)}$$

#### 4.6.5.5 Persyaratan “*Strong Column Weak Beam*”

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2 tentang kekuatan lentur minimum kolom menyatakan persamaan:

$$\sum M_{nc} > 1,2 \sum M_{nb}$$

Di mana  $\sum M_{nc}$  adalah momen kapasitas kolom dan  $\sum M_{nb}$  merupakan momen kapasitas balok.  $M_{nc}$  dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur rendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah didapat jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong column weak beam*.  $\sum M_{nc}$  didapat dari diagram interaksi aksial dan momen kolom sebesar 1500,85 kN.m.

Nilai  $M_{nb}$  dicari dari jumlah balok yang menyatu dengan kolom 950x950, yang dapat dihitung dengan rumus

$$M_{nb} = A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \times 0,8, \text{ di mana nilai}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1963,495 \times 420}{0,85 \times 40 \times 400} = 60,637 \text{ mm}$$

$$M_{nb} = A_{s,terpasang} \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1963,495 \times 420 \times \left( 534,3 - \frac{60,637}{2} \right) \times 0,8$$

$$M_{nb} = 332,625 \text{ kNm}$$

$$1,2 \sum M_{nb} = 1,2 (M_{nb}^+ + M_{nb}^-) = 1,2 (332,625 + 332,625) = 798,302 \text{ kNm}$$

Sehingga persyaratan untuk *strong column weak beam*:

$$\sum M_{nc} > 1,2 \sum M_{nb}$$

$$1500,85 \text{ kNm} > 798,302 \text{ kNm (OK)}$$

#### 4.6.5.6 Kontrol gaya tekan terhadap gaya geser rencana

Gaya geser rencana,  $V_e$ , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$F_s = 1,25 \times F_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ Mpa}$$

$$L_n = 4725 - 600 = 4125 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 1516980 \text{ kNmm}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 1516980}{4125} = 892,3412 \text{ kN}$$

$$V_{ex} = 892,3412 \text{ kN} > V_u = 231,227 \text{ kN (OK)}$$

#### 4.6.5.7 Perhitungan tulangan geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3, ujung-ujung kolom sepanjang  $L_o$  harus dikekang oleh tulangan trasversal ( $A_{sh}$ ) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3.

Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis

Jarak Tulangan Maksimum :

- $1/4 b_{kolom} = \frac{1}{4} \times 950 = 237,5 \text{ mm}$
- $6d_b = 6 \times 32 = 174 \text{ mm}$
- $100 \text{ mm} \leq S \leq 150 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left( \frac{350 - (hx)}{3} \right) = 132,89 \text{ mm}$

Sehingga digunakan jarak tulangan di daerah sendi plastis 130 mm.

$A_{sh_{min}}$  sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut:

$$b_{cx} = 950 - 2 \times 40 - 2 \times 16 = 838 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (950 - 2 \times 40 - 2 \times 16)^2 = 702244 \text{ mm}^2$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{100 \times 838 \times 40}{420} \left[ \frac{902500}{702244} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 682,768 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{s b_c f' c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{100 \times 838 \times 40}{420} = 718,285 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

Sehingga digunakan 4D16-130

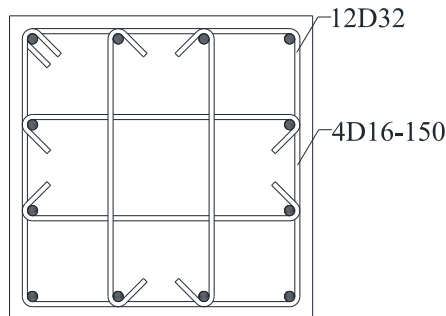
$$A_{sh} = 804,571 \text{ mm}^2 > 718,285 \text{ mm}^2$$

Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

- $6 \times db = 6 \times 32 = 192 \text{ mm}$
- $150 \text{ mm}$

Maka dipakai  $s = 150 \text{ mm}$ ; sehingga menjadi 4D16-150



Gambar 4. 131 Penulangan Kolom

#### 4.6.6 Perencanaan Sloof Pondasi

Struktur balok sloof berfungsi agar penurunan yang terjadi pada pondasi (pilecap) bergerak bersama-sama, dengan kata lain balok sloof merupakan pengaku yang menghubungkan antar pondasi (pilecap). Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof

meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Data perencanaannya sebagai berikut :

Dimensi sloof =  $450 \times 650$  mm

Mutu beton ( $f_c$ ) = 40 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 420 Mpa

Tulangan utama = D22

Tulangan sengkang =  $\emptyset 10$

Selimut beton = 40 mm

Bentang = 8,3 m

Gaya aksial kolom = 6479.7435 kN

$P_U \text{ sloof} = 10\% \times 6479.7435 = 647,9744 \text{ kN} = 647974,4 \text{ N}$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450

$$\frac{l}{20} = \frac{8300}{20} = 415 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 450 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

#### 4.6.6.1 Penulangan lentur sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

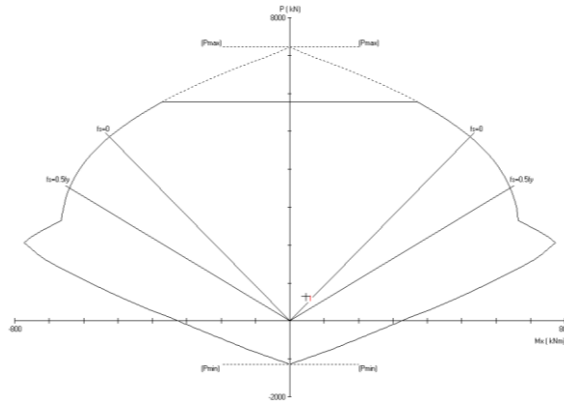
Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

$$q_d = 0,45 \times 0,65 \times 2400 = 702 \text{ kg/m}$$

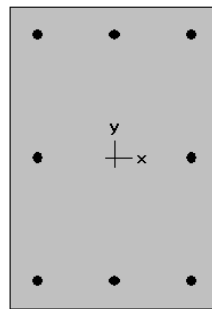
$$q_u = 1,2 \times 702 = 842,4 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_{u \text{ tumpuan}} &= \frac{1}{12} \times q_u \times l^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 842,4 \times 8,3^2 \\ &= 4836,078 \text{ kgm} = 47.42572432 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$P_{u \text{ Sloof}} = 647,9744 \text{ kN}$$



Gambar 4. 132 Diagram Interaksi Sloof



450 x 650 mm  
1.06% reinf.

Gambar 4. 133 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

Dari analisis spColumn didapat :

$$\rho = 0,0106$$

Dipasang tulangan = 8 D22 ( $A_s = 3096 \text{ mm}^2$ )

- Cek lebar sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :



2 x selimut beton ( $c = 40 \text{ mm}$ )	$= 2 \times 40 = 100 \text{ mm}$
2 x sengkang ( $\emptyset = 10 \text{ mm}$ )	$= 2 \times 10 = 20 \text{ mm}$
3 x D22	$= 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$
2 kali jarak antara 25 mm	$= 2 \times 25 = 50 \text{ mm}$
Total	$= 216 \text{ mm}$

Total lebar < Lebar balok 450 mm ternyata cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

#### 4.6.6.2 Penulangan geser sloof

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut:

$$A_g = 450 \times 650 = 292500 \text{ mm}^2$$

$$d = 650 - 40 - 10 - 22/2 = 589 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{647974,35}{14 \cdot 292500} \right) 1 \sqrt{40} \times 450 \times 589$$

$$V_c = 330068,1321 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 330068,1321 = 247551,1 \text{ N} = 25243,19 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 842,28,3 = 3495,96 \text{ kg}$$

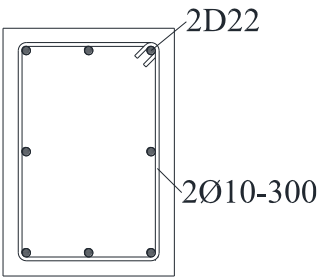
$$\phi V_c > V_u$$

25243,19 kg > 3495,96 kg (tidak perlu tulangan geser)

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $\frac{d}{2} = \frac{589}{2} = 294,5 \text{ mm}$
- $s = 300 \text{ mm}$

Dipasang sengkang 2 $\emptyset$ 10 – 300 mm.



Gambar 4. 134 Penulangan Sloof

## **BAB V**

### **PENUTUP**

#### **5.1 Kesimpulan**

Dari hasil perhitungan struktur dan analisa yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil perhitungan struktur sekunder
  - a. Pelat menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK, menggunakan tebal pelat 90 mm dengan tulangan M8-250 pada atap serta M10-300 mm pada lantai 2-15 dan pada lantai 1 menggunakan pelat beton dengan tebal 120 mm dan *basement* sebesar 220 mm.
  - b. Dimensi balok anak atap menggunakan profil WF 350x250x8x12 dan balok anak lantai menggunakan profil WF 350x250x9x14 dan pada lantai 1 menggunakan beton dengan dimensi 30/40 cm.
  - c. Dimensi balok penggantung lift menggunakan profil WF 350x250x9x14.
  - d. Pelat anak tangga menggunakan pelat baja dengan tebal 4 mm pada anak tangga dan 6 mm pada bordes. Balok bordes menggunakan profil WF 100x50x5x7, balok utama tangga dan balok penumpu menggunakan profil WF 250x125x5x8.
2. Analisis ETABS untuk tiga jenis permodelan (Short Link, Intermediate Link, dan Long Link) telah memenuhi kontrol partisipasi massa, kontrol waktu getar alami fundamental, kontrol nilai akhir respon spectrum, kontrol simpangan (drift) dan sistem ganda pada struktur yang direncanakan di kota Surabaya telah memenuhi syarat.
3. Hasil analisa perilaku terhadap tiga jenis permodelan (Short Link, Intermediate Link, dan Long Link) menunjukkan bahwa deformasi lateral yang dihasilkan pada model gedung Short Link lebih kecil dibandingkan dengan dua model yang lain. Perilaku yang sama juga berlaku pada drift yang dihasilkan

pada model gedung Short Link, dimana tidak terjadi loncatan yang terlalu tinggi di tiap lantainya. Hasil analisa pushover menunjukkan pada Short Link memiliki nilai daktilitas yang lebih tinggi. Level kinerja struktur berada pada *Immediate Occupancy* (IO).

4. Hasil perhitungan struktur primer:
  - a. Link menggunakan panjang 100 cm dengan profil WF 500x300x11x15.
  - b. Bressing menggunakan WF 350x250x8x12.
  - c. Balok Induk menggunakan profil WF 500x300x11x15, serta pada lantai 1 menggunakan beton dengan dimensi 40/60 cm.
  - d. Kolom menggunakan tipe Concrete Filled Tube dengan dimensi Lantai 1-5, CFT 700 x 700 x 28; 6-10, CFT 600 x 600 x 25; 11-15, CFT 500 x 500 x 25.
5. Hasil Perhitungan sambungan
  - a. Sambungan balok anak atap dan balok induk menggunakan 2 buah dan 2 buah baut M12 mm A325 dan pelat siku 60x60x6.
  - b. Sambungan balok anak lantai dan balok induk menggunakan 2 buah dan 2 buah baut M12 mm A325 dan pelat siku 60x60x6.
  - c. Sambungan balok utama tangga dan balok tumpu tangga diberikan lubang slot 20 mm dan baut 4M8 mm A325.
  - d. Sambungan balok penumpu tangga dan kolom menggunakan baut 4M8 mm A325 dan pelat ketebalan 6 mm dan las sudut 3mm.
  - e. Sambungan bresing menggunakan 4 M16 mm A490 pada badan dengan pelat sambung 10 mm dan menggunakan 5M16 mm A490 pada sayap dengan pelat siku L.80.80.8 serta mnggunakan pelat gusset tebal 8 mm dengan las 5,5 mm pada link serta 5 mm pada balok dan kolom,

- f. Sambungan Balok Induk dan Kolom menggunakan 4M20 mm dan 10 M27mm serta las tumpul pada diaphragm plate setebal 20 mm.
  - g. Sambungan antar kolom menggunakan las sudut dan pelat dengan tebal 40 mm
  - h. Sambungan Base Plate menggunakan pelat dengan ukuran 900 x 900 mm dengan ketebalan 40 mm dan menggunakan baut angkur F1554 M22 8 buah.
6. Hasil Perhitungan struktur bawah
- a. Dinding penahan tanah menggunakan jenis cantilever wall.
  - b. *Shearwall* dengan tebal 350 mm.
  - c. Pondasi menggunakan tiang pancang produk dari PT. Waskita Beton Precast dengan diameter 600 mm dengan mencapai kedalaman -17.5 m.
  - d. Penulangan poer menggunakan D25-100 mm.
  - e. Dimensi Kolom sebesar 95/95 cm menggunakan jumlah tulangan 12D32 .
  - f. Dimensi sloof sebesar 45/65 cm menggunakan tulangan 8D22.

## 5.2 Saran

Saran untuk Tugas Akhir ini adalah:

- 1. Perlu ditinjau lebih lanjut mengenai perilaku ketiga jenis Link dengan menggunakan program bantu (Perform3D) untuk menghasilkan analisa yang lebih akurat.
- 2. Perilaku Link dengan membandingkan panjangnya dapat pula menggunakan analisa yang lain seperti *Time history analysis*.
- 3. Diperlukan pengawasan yang baik dan benar dalam pelaksanaan di lapangan sehingga struktur dapat benar-benar bekerja sebagai struktur rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris.

Halaman ini sengaja dikosongkan

## DAFTAR PUSTAKA

- American Institute of Steel Construction, 2005. **Seismic Provision for Structural Steel Buildings**. AISC, Inc.
- American Institute of Steel Construction, 2011. **Design Examples Version 14.1**. AISC, Inc
- ATC 40, 1996, **Seismic Evaluation and retrofit of Concrete Buildings, Volume 1**, California.
- Badan Standardisasi Nasional . 2015 . **SNI 1729:2015 Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural** . Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standarisasi Nasional. 2002. **Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)**. Bandung : BSN
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **SNI 1727:2013 Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain**. Bandung : BSN
- Badan Standardisasi Nasional . 2012 . **SNI 1726:2012 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung**. Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional . 2015 . **SNI 2847:2013 Persyaratan beton structural untuk bangunan gedung**. Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- Bruneau M, Uang, C.M., Whittaker, A., 1998. **Ductile Design of Steel Structures**. USA : McGraw-Hill.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung (PPIUG 1983)**. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Engelhardt, Michael D., 2007. **Design Of Seismic Resistant Steel Building Structures**. USA : University of Texas
- Engelhardt, Michael D., Popov, Egor P. 1989. **On Design of Eccentrically Braced Frames**, Earthquake Spectra Vol. 5, No.3.

- FEMA, 440. 2005, **Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures**. Applied Technology Council (ATC-55 Project), Washington, D.C.
- G. Salmon, Charles & E. Johnson, Jhon . 1991 .**Struktur Baja desain dan Perilaku Jilid 2 Edisi Kedua**. Jakarta : Erlangga
- Isdarmanu, Marwan. 2006. **Buku Ajar Struktur Baja I. Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan**. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember
- Nidiasari dan Budiono, 2010. **Kajian Numerik Perilaku Link Panjang Dengan Pengaku Diagonal Badan Pada Sistem Rangka Baja Berpengaku Eksentris**. Seminar dan Pameran HAKI.
- Popov, E. P., and C. W. Roeder, 1978. **Design of an Eccentrically Braced Steel Frame**. AISC Engineering Journal. 3rd Quarter, Vol. 15, No. 3.
- Popov, E. P., and Engelhardt M. D., 1988. **Seismic Eccentrically Braced Frames**. J.Construct. Steel Research.
- Setiawan, Agus. 2008. **Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD (Berdasarkan SNI 03 – 1729 – 2002)**. Jakarta : Erlangga.
- Sosrodarsono, Suyono dan Nakazawa, Kazuto. 1994. **Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi**. Jakarta: PT Pradnya Paramita.
- Wahyudi, Herman .1999 . **Daya Dukung Pondasi Dangkal**. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS
- Widiarsa, Ida Bagus Rai, & Putu Deskarta . 2007 . **Kuat Geser Baja Komposit Dengan Variasi Tinggi Penghubung Geser Tipe – T ditinjau Dari Uji Geser Murni** . Jurnal Ilmiah Teknik Sipil Vol. 11, No 1
- Wijaya, Yan Parta. 2010. **Studi Stabilitas Pada Sistem Portal Baja Berpengaku Eksentrik (Eccentrically Braced Frame)**. Rekayasa Sipil Volume VI, Nomor 1, April 2010.



**LAMPIRAN**



# LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN

## JURUSAN TEKNIK SIPIL

### FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS

Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya

Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,

Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

#### REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

KLIENT : DARDELA YASA GUNA  
PROYEK : PEMBANGUNAN JALAN TRAM  
LOKASI : JL. RAYA DARMO MEDIAN JALAN DEPAN KBS

TITIK BOR : BH-2  
MASTER BOR : OSIAS TENIS

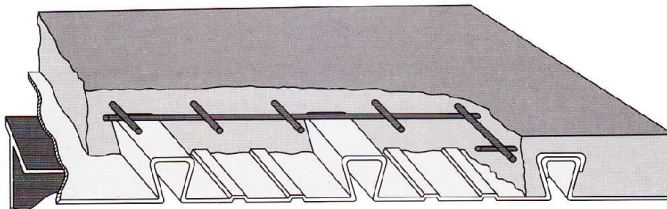
DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	γt	γd	γsat	Pp	Cc	Cv
-7.50	2.684	1.384	100.00	51.56	58.05	1.706	1.126	1.706	1.06	0.781	4.10E-04
-15.00	2.593	1.306	100.00	50.37	56.63	1.691	1.124	1.691	*	*	*
-22.50	2.678	1.245	100.00	46.49	55.46	1.747	1.193	1.747	*	*	*
-30.00	2.642	1.209	100.00	45.76	54.73	1.743	1.196	1.743	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST		Unconfined test		TRIAXIAL CD		VANE TEST		k (cm/sec)
	G	S	S+CI	LL	PL	IP	C	$\phi$	C <sub>u</sub>	$\phi_u$	C <sub>d</sub>	$\phi_d$	Su	Cu	
-7.50	5.81	28.52	65.67	62.37	29.35	33.02	*	*	*	*	*	*	0.11	0.11	*
-15.00	0.00	20.27	79.73	64.35	32.66	31.69	*	*	0.53	0	*	*	*	*	*
-22.50	0.00	20.16	79.84	66.77	30.19	36.58	*	*	1.25	0	*	*	*	*	*
-30.00	0.00	25.51	74.49	65.48	31.56	33.92	*	*	1.64	0	*	*	*	*	*

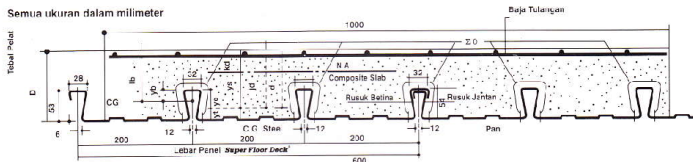
REMARK	G	= Gravel (%)	LL	= Liquid Limit (%)	C	= Cohesion of direct shear (kg/cm <sup>2</sup> )
	S	= Sand (%)	PL	= Plastic Limit (%)	C <sub>d</sub>	= Drained cohesion triaxial test(kg/cm <sup>2</sup> )
	S + CI	= Silt + Clay (%)	IP	= Plastic Index (%)	C <sub>u</sub>	= Undrained cohesion (kg/cm <sup>2</sup> )
	e	= Void ratio	Cc	= Compression Index	Su	= Strength of vane test (kg/cm <sup>2</sup> )
	Gs	= Specific Gravity	Cv	= Compression of Consolidation (cm <sup>2</sup> /det)	$\phi$	= Angle of internal friction direct shear test (degree)
	n	= Porosity (%)	Pp	= Preconsolidation Pressure (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi_d$	= Angle of internal friction drained triaxial test (degree)
	Sr	= Degree of saturation (%)	*	= Not test	$\phi_u$	= Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)
	W <sub>c</sub>	= Water content (%)				
	$\gamma_t$	= Moisture density (gr/cc)	k	= Coefficient of permeability (cm/sec)		
	$\gamma_{sat}$	= Saturated density (gr/cc)				
	$\gamma_d$	= Dry density (gr/cc)				

END OF BORING

# Super Floor Deck®



## PERENCANAAN: Plat Lantai Komposit



### Tabel Perencanaan Praktis

Tabel Perencanaan Praktis berikut ini bisa membantu dalam perencanaan penggunaan **Super Floor Deck®** untuk suatu bangunan antara lain:

- Menunjukkan tabel plat beton untuk bentang tunggal, bentang ganda, dan bentang menerus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang menerus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada waktu beton dan **Super Floor Deck®** belum berfungsi.

**TABEL 1 : SIFAT PENAMPANG Super Floor Deck® PERLEBAR 1000 MM**

Tipe Pelat	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ia	Gaya reaksi: aman untuk perletakan tepi		Gaya reaksi: aman untuk perletakan tengah	
mm	kg / m <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm	10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm	10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm
6.75	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	13.15	33.14	0.269	10.21	10.73	3.425	3.76	0.99	6.11	15.01

Catatan : Ia = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif

Notes :

ln = idem untuk daerah momen negatif

Zpt = momen tahanan, tahanan rusuk dalam daerah momen negatif (negangan tarik)

Znc = idem, dasar dari dalam daerah momen negatif (negangan tarik)

Zpc = idem, puncak rusuk dalam daerah momen positif (negangan tekan)

Zpt = idem, dasar dari dalam daerah momen positif (negangan tarik)

Ia = momen inersia efektif untuk perhitungan lendutan menurut

Ia = 1/12 (2.25 b/h<sup>3</sup>)

**TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS**

Super Floor Deck® 0.75 MM		BENTANG TUNJANG TANPA TULANGAN NEGATIF SIMPLE SPAN CONDITIONS WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF OVERLAP SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT									
		BENTANG TUNJANG TANPA TULANGAN NEGATIF SIMPLE SPAN CONDITIONS WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF OVERLAP SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT									
		200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000						
SPAN	REKODAS	200	300	400	500																

Catatan : - BEBAN MATI / BEBAN SENDIRI **Super Floor Deck®** DAN PELAT BETON SUDAH DIPERHITUNGKAN

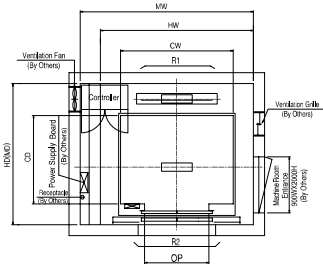
- BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA

- MUTU BAJA TULANGAN U - 48

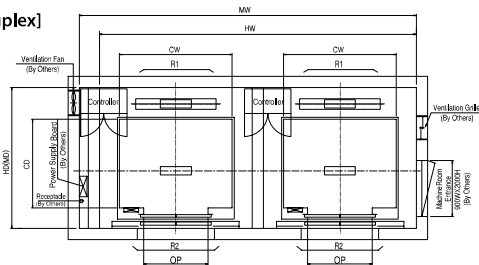
## Technical Data

### I Hoistway & Machine Room Plan

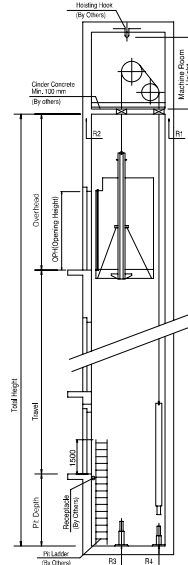
#### [Simplex]



#### [Duplex]



### I Hoistway Section



### I Overhead, Pit & Machine Room Height

Application Regulation [CODE]	Speed (m/s)	Load (kg)	Travel (mm)	Overhead (mm)	Pit Depth (mm)	Machine Room HT	Required Hook Strength (kg)
Standard / EN	1	450~1000	Travels≤100	4200	1400	2300	3000
		1350	Travels≤100	4300			4500
		1150/1600	Travels≤80	4300			3000
			80<Travels≤100	4650			4500
	1.5	450~1000	Travels≤100	4400	1450		3000
		1350	Travels≤100	4400			4500
		1150/1600	Travels≤80	4400			3000
			80<Travels≤100	4750			4500
	1.75	450~1000	Travels≤100	4500	1600		3000
		1350	Travels≤100	4500			4500
		1150/1600	Travels≤80	4500			3000
			80<Travels≤100	4850			4500
MS2021	1	410~1025	Travels≤100	4200	1400	2550	3000
		1365	Travels≤100	4300		4500	
		1160/1365	Travels≤80	4300		2400	4500
			80<Travels≤100	4650			
	1.5	410~1025	Travels≤100	4400	1450	2550	3000
		1365	Travels≤100	4400		4500	
		1160/1365	Travels≤80	4400		2400	4500
			80<Travels≤100	4750			
	1.75	410~1025	Travels≤100	4500	1600	2550	3000
		1365	Travels≤100	4500		4500	
		1160/1365	Travels≤80	4500		2400	4500
			80<Travels≤100	4850			
Standard / EN	2	800~1600	Travels≤130	5100	1900	2300	4500
	2.5			5300	2200		

## Technical Data

| Layout Dimensions | Speed : 1.0 m/s

[Standard]

(Unit : mm)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load			
						Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
	Person	Load(kg)		CW	CD	HW	HD	HW	HD	MW	MD	MW	MD	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400	850	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	550	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	600	800	1400	1130	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	10	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	24	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
				2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				

[EN Code]

1.0	6	450	700	1150	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	3600	2000	3800	3150
	7	525	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	8	600	800	1400	1100	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	9	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	10	800	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	12	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	13	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	16	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	18	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	21	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
				2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				

[Malaysia]

1.0	6	410	800	1400	830	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	545	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	615	800	1400	1150	1800	1800	3750	1800	1800	1800	3750	1800	4100	2500	4700	3450
	10	685	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	885	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1025	900	1600	1550	2000	2200	4150	2200	2000	2200	4150	2200	5450	4300	6600	4700
	17	1160	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
	20	1365	1000	1800	1750	2350	2450	4850	2450	2350	2450	4850	2450	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1550	2550	2250	5250	2250	2550	2250	5250	2250				
	24	1635	1100	2000	1800	2550	2500	5250	2500	2550	2500	5250	2500	10200	7000	10950	8700



## Penggunaan

1. Lantai beton : pabrik, gudang, gedung bertingkat, parkir, dll
2. Dinding beton : gedung bertingkat, perumahan, penyekat ruangan, dll
3. Jalan beton, konstruksi cakar ayam, landasan pesawat terbang
4. Saluran irigasi, saluran drainase, bronjong
5. Kerangka kolom dan balok praktis untuk perumahan
6. Dinding penahan, dinding pemikul beban di dalam gedung
7. Pagar, teralis, kandang hewan

## Applications

1. Concrete floor : factory, warehouse, high rise building, car park, etc
2. Concrete wall : high rise building, houses, room divider, etc
3. Rigid pavement, strip footing construction, landing strip
4. Irrigation and drainage open channels, gabion basket
5. Non structural column and beam reinforcement for houses
6. Retaining wall, structural wall inside the building
7. Fence, railings, cages

## PERENCANAAN & DESAIN

### PLANNING & DESIGN

### Perhitungan Konversi

Mengganti tulangan biasa (U-24)  
dengan JKBL Union (U-50)

Rumus :

$$\text{Luas JKBL union (U-50)} = \text{Luas tulangan biasa (U-24)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-24}}{\text{Tegangan leleh U-50}}$$

Contoh :

Diketahui : Tulangan U-24  
Diameter = 10 mm  
Jarak spasi = 150 mm  
Luas tulangan = 5,24 cm<sup>2</sup>/m'

$$\begin{aligned}\text{Luas JKBL union} &= 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2,400 \text{ kg/cm}^2}{5,000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2,515 \text{ cm}^2/\text{m}'\end{aligned}$$

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union  
Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm  
Luas 2,57 cm<sup>2</sup>/m'

### Conversion Calculation

Substituting union wire mesh (U-50)  
for ordinary reinforcement (U-24)

Formula :

$$\text{Union Wire Mesh area (U-50)} = \text{Mild Steel bar area (U-24)} \times \frac{\text{Yield stress U-24}}{\text{Yield stress U-50}}$$

Example :

Given : Mild Steel bar U-24  
Diameter = 10 mm  
Spacing = 150 mm  
Cross sectional area = 5.24 cm<sup>2</sup>/m'

$$\begin{aligned}\text{Union Wire Mesh area} &= 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2,400 \text{ kg/cm}^2}{5,000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}'\end{aligned}$$

From the Table is obtained : Union Wire Mesh  
Diameter 7 mm with 150 mm spacing  
Area 2.57 cm<sup>2</sup>/m'

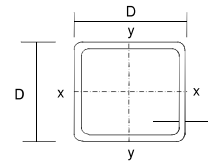
TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT

WIRE AREA TABLE

Diameter Kawat Ø Wire Diameter (mm)	Luas Kawat Ø Wire Area (cm <sup>2</sup> )	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm <sup>2</sup> /m') Menurut Spasinya Setiap Arah Total Wire Area (cm <sup>2</sup> /m') According to Spacing Each Direction											
		Spasi / Spacing (mm)											
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325
4.0	0.126	2.51	1.68	1.26	1.01	0.84	0.72	0.63	0.56	0.50	0.46	0.42	0.39
4.5	0.159	3.18	2.12	1.59	1.27	1.06	0.91	0.80	0.71	0.64	0.58	0.53	0.49
5.0	0.196	3.93	2.62	1.96	1.57	1.31	1.12	0.98	0.87	0.79	0.71	0.65	0.60
5.5	0.238	4.75	3.17	2.38	1.90	1.58	1.36	1.19	1.06	0.95	0.86	0.79	0.73
6.0	0.283	5.65	3.77	2.83	2.26	1.88	1.62	1.41	1.26	1.13	1.03	0.94	0.87
6.5	0.332	6.64	4.42	3.32	2.65	2.21	1.90	1.66	1.47	1.33	1.21	1.11	1.02
7.0	0.385	7.70	5.13	3.85	3.08	2.57	2.20	1.92	1.71	1.54	1.40	1.28	1.18
7.5	0.442	8.84	5.89	4.42	3.53	2.95	2.52	2.21	1.96	1.77	1.61	1.47	1.36
8.0	0.503	10.05	6.70	5.03	4.02	3.35	2.87	2.51	2.23	2.01	1.83	1.68	1.55
8.5	0.567	11.35	7.57	5.67	4.54	3.78	3.24	2.84	2.52	2.27	2.06	1.89	1.75
9.0	0.636	12.72	8.48	6.36	5.09	4.24	3.64	3.18	2.83	2.54	2.31	2.12	1.96
9.5	0.709	14.18	9.45	7.09	5.67	4.73	4.05	3.54	3.15	2.84	2.58	2.36	2.18
10.0	0.785	15.71	10.47	7.85	6.28	5.24	4.49	3.93	3.49	3.14	2.86	2.62	2.42
12.0	1.131	22.62	15.08	11.31	9.05	7.54	6.46	5.65	5.03	4.52	4.11	3.77	3.48
16.0	2.011	40.21	26.81	20.11	16.08	13.40	11.49	10.05	8.94	8.04	7.31	6.70	6.19

## SUPER HOT COLUMNS

## Super Hot Columns



## Submerged arc welded steel tubes

Designation Size	Thickness	Mass Per Metre	Area Of Section	Second Moment Of Inertia	Radius Of Gyration	Elastic Modulus	Plastic Modulus	Torsional Constant	Surface Area Per Metre	
D	t		A	I	r	Z	S	J	C	
mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	
450x450	25	321	409	120600	17.2	5359	6427	197700	8088	1.71
	28	355	452	131200	17.0	5830	7047	217300	8813	1.70
	32	399	509	144100	16.8	6404	7826	242000	9707	1.69
500x500	25	360	459	169400	19.2	6778	8074	275300	10220	1.91
	28	399	508	184900	19.1	7396	8874	303300	11160	1.90
	32	450	573	204000	18.9	8161	9886	338900	12340	1.89
	36	498	635	221500	18.7	8860	10840	372500	13430	1.88
550x550	25	399	509	230000	21.3	8362	9909	371000	12590	2.11
	28	443	564	251600	21.1	9149	10910	409400	13790	2.10
	32	500	637	278600	20.9	10130	12190	458600	15300	2.09
	36	555	707	303500	20.7	11040	13400	505400	16700	2.08
	40	608	775	326500	20.5	11870	14540	549800	18000	2.06
600x600	25	439	559	303400	23.3	10110	11930	486600	15220	2.31
	28	487	620	332700	23.2	11090	13160	537700	16700	2.30
	32	550	701	369400	23.0	12310	14730	603400	18570	2.29
	36	611	779	403700	22.8	13460	16220	666300	20330	2.28
	40	671	855	435500	22.6	14520	17640	726400	21970	2.26
	45	743	947	472000	22.3	15730	19320	797600	23880	2.25
	50	813	1036	504900	22.1	16830	20880	864200	25610	2.23
	60	1040	1323	739100	23.6	22740	28530	1282000	34720	2.39
650x650	25	478	609	391000	25.3	12030	14140	623900	18100	2.51
	28	531	676	429500	25.2	13220	15620	690300	19890	2.50
	32	600	765	478100	25.0	14710	17510	775900	22170	2.49
	36	668	851	523700	24.8	16110	19320	858200	24320	2.48
	40	734	935	566400	24.6	17430	21050	937200	26340	2.46
	45	814	1037	615900	24.4	18950	23100	1031000	28700	2.45
	50	891	1136	661000	24.1	20340	25030	1120000	30880	2.43
	60	1040	1323	739100	23.6	22740	28530	1282000	34720	2.39
700x700	25	517	659	494100	27.4	14120	16540	784900	21220	2.71
	28	575	732	543500	27.2	15530	18280	869200	23360	2.70
	32	651	829	606200	27.0	17320	20530	978300	26080	2.69
	36	724	923	665400	26.9	19010	22670	1084000	28660	2.68
	40	797	1015	721200	26.7	20610	24760	1185000	31110	2.66
	45	885	1127	786300	26.4	22470	27220	1307000	33980	2.65
	50	970	1236	846300	26.2	24180	29560	1422000	36650	2.63
	60	1130	1443	951700	25.7	27190	33830	1635000	41410	2.59
750x750	25	556	709	613800	29.4	16370	19120	971300	24600	2.91
	28	619	788	676000	29.3	18030	21160	1077000	27110	2.90
	32	701	893	755300	29.1	20140	23790	1213000	30320	2.89
	36	781	995	830600	28.9	22150	26320	1345000	33370	2.88
	40	859	1095	901900	28.7	24050	28760	1473000	36280	2.86
	45	955	1217	985500	28.5	26280	31680	1627000	39710	2.85
	50	1050	1336	1063000	28.2	28350	34460	1774000	42920	2.83
	60	1230	1563	1202000	27.7	32040	39590	2046000	48700	2.79
800x800	25	596	759	751500	31.5	18790	31900	1185000	28220	3.11
	28	663	844	828500	31.3	20710	34250	1315000	31140	3.10
	32	751	957	927100	31.1	23180	37290	1483000	34870	3.09
	36	837	1067	1021000	30.9	25530	40230	1646000	38440	3.08
	40	922	1175	1110000	30.7	27760	43070	1804000	41840	3.06
	45	1030	1307	1216000	30.5	30400	46480	1995000	45880	3.05
	50	1130	1436	1314000	30.3	32860	49740	2178000	49680	3.03
	60	1320	1683	1492000	29.8	37290	57900	2521000	56590	2.99



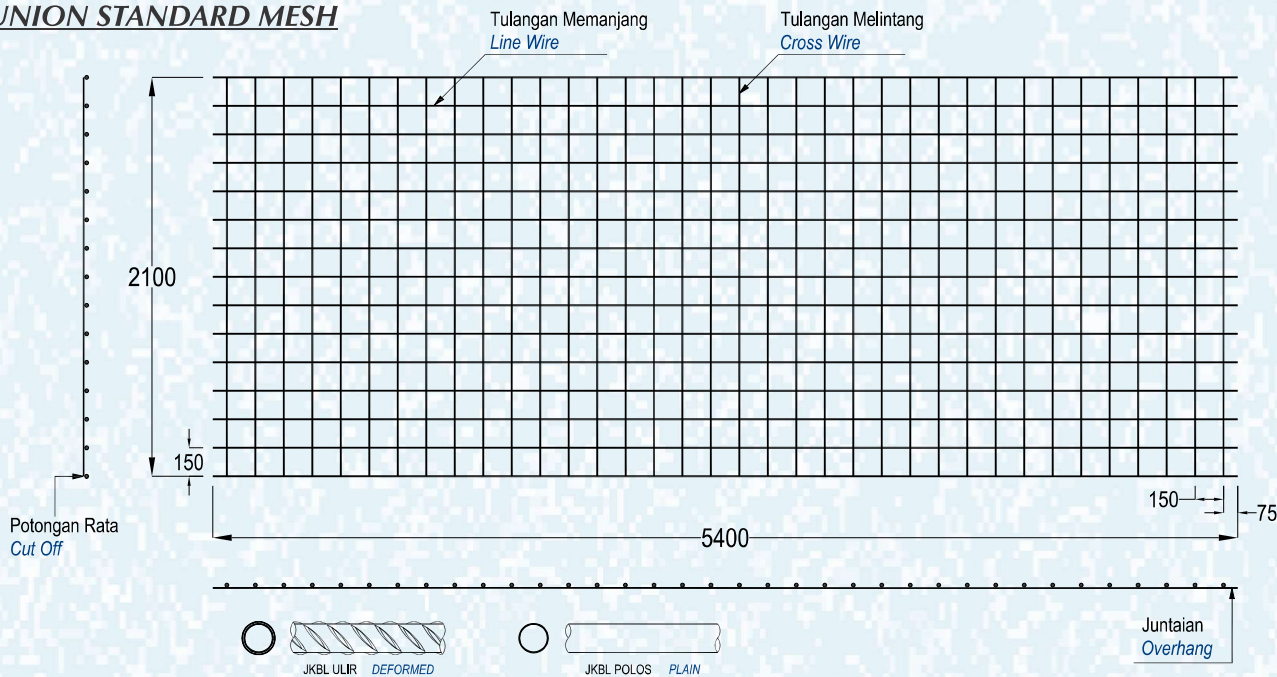
# INFORMASI PRODUK

## PRODUCT INFORMATION

Union Wire Mesh adalah jaring baja tulangan bermutu tinggi yang mempunyai tegangan leleh karakteristik 5.000 kg/cm<sup>2</sup> yang dirangkai sedemikian rupa menggunakan las listrik untuk mendapatkan tegangan geser berkualitas tinggi sebesar 2.500 kg/cm<sup>2</sup> di setiap titik pertemuan kawatnya.

Union Wire Mesh is made from high tensile reinforcing wire rod having characteristic yield strength of 5,000 kg/cm<sup>2</sup> and it is electrically welded to obtain high quality shearing strength of 2,500 kg/cm<sup>2</sup> in each welded point.

### UNION STANDARD MESH



#### BERAT PER LEMBAR

RWNC	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M12	M16
DIAMETER (mm)	4	5	6	7	8	9	10	12	16
BERAT PER LEMBAR (kg)	15,45	24,14	34,76	47,31	61,79	78,21	96,55	139,03	247,17

#### MASS PER SHEET

## Spesifikasi

Diameter JKBL Union : 4 mm sampai 16 mm  
Standar Bahan : SNI 07-0663-1995  
Tegangan Leleh Karakteristik : 5.000 kg/cm<sup>2</sup>, mutu U-50  
Tegangan Geser Kampuh Las : 2.500 kg/cm<sup>2</sup>  
Bentuk Permukaan Kawat : Polos dan Ulir  
Spasi Standard : 150 mm x 150 mm (Type M)  
100 mm x 200 mm (Type B)  
Ukuran Standard : Lembar : 5,4 m x 2,1 m  
(M4 - M10, M12, M16)  
Roll : 54 m x 2,1 m (M4 - M6)

## Specification

Diameter of Union Mesh : 4 mm up to 16 mm  
Material Standard : SNI 07-0663-1995  
Characteristic Yield Strength : 5,000 kg/cm<sup>2</sup>, grade U-50  
Welding Shear Strength : 2,500 kg/cm<sup>2</sup>  
Types of Bar Surfaces : Plain and Deformed  
Standard Spacings : 150 mm x 150 mm (M Type)  
100 mm x 200 mm (B Type)  
Standard Sizes : Sheet : 5,4 m x 2,1 m  
(M4 - M10, M12, M16)  
Roll : 54 m x 2,1 m (M4 - M6)

## Produksi Union Wire Mesh

Dengan dukungan dari mesin pembentuk JKBL kami yang modern dan menggunakan teknologi komputer, kami terbukti berkemampuan untuk memproduksi ukuran JKBL yang bervariasi dengan hasil pengelasan sempurna sampai dengan diameter 16 mm.

- Jarak spasi : 50 mm; 100 mm; 150 mm; 200 mm; 250 mm; dan 300 mm
- Juntai kawat memanjang maksimum 1.200 mm kedua sisi nya
- Jarak spasi kawat melintang minimum 50 mm sesuai dengan diameter
- Jika tulangan ukuran spesial diperlukan, staff berpengalaman kami siap untuk membantu mendesain yang terbaik dan paling efisien
- Untuk M12 sampai dengan M16, harap konsultasi dengan kami

## Union Wire Mesh Production

By means of our modern and computerized wire mesh welding machines, we have proven capability to produce various sizes of mesh with perfect welding result up to diameter 16 mm.

- Spacings : 50 mm; 100 mm; 150 mm; 200 mm; 250 mm and 300 mm
- Line wire over hang maximum 1,200 mm both sides
- Cross wire spacing minimum 50 mm subject to diameters
- If special sizes of reinforcement are required, our experienced technical staffs are ready to assist for designing the best and most efficient ones
- For M12 to M16, please consult with us

## Penggunaan

1. Lantai beton : pabrik, gudang, gedung bertingkat, parkir, dll
2. Dinding beton : gedung bertingkat, perumahan, penyekat ruangan, dll
3. Jalan beton, konstruksi cakar ayam, landasan pesawat terbang
4. Saluran irigasi, saluran drainase, bronjong
5. Kerangka kolom dan balok praktis untuk perumahan
6. Dinding penahan, dinding pemikul beban di dalam gedung
7. Pagar, teralis, kandang hewan

## Applications

1. Concrete floor : factory, warehouse, high rise building, car park, etc
2. Concrete wall : high rise building, houses, room divider, etc
3. Rigid pavement, strip footing construction, landing strip
4. Irrigation and drainage open channels, gabion basket
5. Non structural column and beam reinforcement for houses
6. Retaining wall, structural wall inside the building
7. Fence, railings, cages

## PERENCANAAN & DESAIN

### PLANNING & DESIGN

### Perhitungan Konversi

Mengganti tulangan biasa (U-24)  
dengan JKBL Union (U-50)

Rumus :

$$\text{Luas JKBL union (U-50)} = \text{Luas tulangan biasa (U-24)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-24}}{\text{Tegangan leleh U-50}}$$

Contoh :

Diketahui : Tulangan U-24  
Diameter = 10 mm  
Jarak spasi = 150 mm  
Luas tulangan = 5,24 cm<sup>2</sup>/m'

$$\begin{aligned} \text{Luas JKBL union} &= 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2,515 \text{ cm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union  
Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm  
Luas 2,57 cm<sup>2</sup>/m'

### Conversion Calculation

Substituting union wire mesh (U-50)  
for ordinary reinforcement (U-24)

Formula :

$$\text{Union Wire Mesh area (U-50)} = \text{Mild Steel bar area (U-24)} \times \frac{\text{Yield stress U-24}}{\text{Yield stress U-50}}$$

Example :

Given : Mild Steel bar U-24  
Diameter = 10 mm  
Spacing = 150 mm  
Cross sectional area = 5.24 cm<sup>2</sup>/m'

$$\begin{aligned} \text{Union Wire Mesh area} &= 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

From the Table is obtained : Union Wire Mesh  
Diameter 7 mm with 150 mm spacing  
Area 2.57 cm<sup>2</sup>/m'

TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT

WIRE AREA TABLE

Diameter Kawat Ø Wire Diameter (mm)	Luas Kawat Ø Wire Area (cm <sup>2</sup> )	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm <sup>2</sup> /m') Menurut Spasinya Setiap Arah Total Wire Area (cm <sup>2</sup> /m') According to Spacing Each Direction											
		Spasi / Spacing (mm)											
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325
4.0	0.126	2.51	1.68	1.26	1.01	0.84	0.72	0.63	0.56	0.50	0.46	0.42	0.39
4.5	0.159	3.18	2.12	1.59	1.27	1.06	0.91	0.80	0.71	0.64	0.58	0.53	0.49
5.0	0.196	3.93	2.62	1.96	1.57	1.31	1.12	0.98	0.87	0.79	0.71	0.65	0.60
5.5	0.238	4.75	3.17	2.38	1.90	1.58	1.36	1.19	1.06	0.95	0.86	0.79	0.73
6.0	0.283	5.65	3.77	2.83	2.26	1.88	1.62	1.41	1.26	1.13	1.03	0.94	0.87
6.5	0.332	6.64	4.42	3.32	2.65	2.21	1.90	1.66	1.47	1.33	1.21	1.11	1.02
7.0	0.385	7.70	5.13	3.85	3.08	2.57	2.20	1.92	1.71	1.54	1.40	1.28	1.18
7.5	0.442	8.84	5.89	4.42	3.53	2.95	2.52	2.21	1.96	1.77	1.61	1.47	1.36
8.0	0.503	10.05	6.70	5.03	4.02	3.35	2.87	2.51	2.23	2.01	1.83	1.68	1.55
8.5	0.567	11.35	7.57	5.67	4.54	3.78	3.24	2.84	2.52	2.27	2.06	1.89	1.75
9.0	0.636	12.72	8.48	6.36	5.09	4.24	3.64	3.18	2.83	2.54	2.31	2.12	1.96
9.5	0.709	14.18	9.45	7.09	5.67	4.73	4.05	3.54	3.15	2.84	2.58	2.36	2.18
10.0	0.785	15.71	10.47	7.85	6.28	5.24	4.49	3.93	3.49	3.14	2.86	2.62	2.42
12.0	1.131	22.62	15.08	11.31	9.05	7.54	6.46	5.65	5.03	4.52	4.11	3.77	3.48
16.0	2.011	40.21	26.81	20.11	16.08	13.40	11.49	10.05	8.94	8.04	7.31	6.70	6.19



# PEMASANGAN & KONSTRUKSI

## INSTALLATION & CONSTRUCTION

Pemasangan dan penyambungan JKBL Union tidaklah susah, tetapi perlu diperhatikan beberapa hal, sehingga didapat hasil yang optimal dan benar.

Installation and joint of Union Wire Mesh is easy, just need to pay attention to the following matters in order to get an optimum and good result.

### A. Sambungan JKBL Union

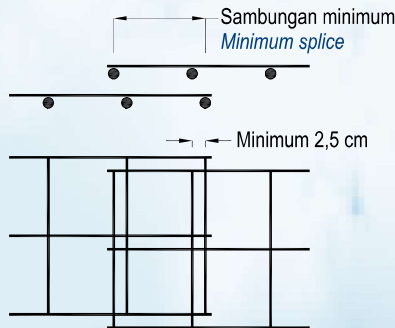
#### 1. Sambungan Sekuat Tegangan Leleh

Suatu sambungan akan setara tegangan leleh penuh kalau lembaran itu berhimpitan sejauh satu kotak spasi (dua kampuh las), ditambah minimal 2,5 cm.

#### 2. Sambungan Separuh Tegangan Leleh

Suatu sambungan akan setara dengan separuh tegangan leleh, kalau lembaran itu berhimpitan sejauh satu kampuh las ditambah minimal 2,5 cm.

#### \* Sambungan dengan Tegangan Leleh Penuh Full Yield Strength Lap Splice



### A. Union Wire Mesh Overlap

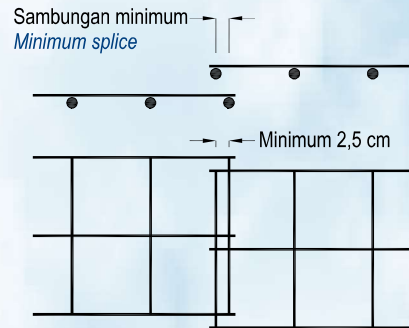
#### 1. Full Yield Strength Lap Splice

A lap will have a full strength of yield stress when the mesh is placed overlap by one spacing (two welds) plus a minimum of 2.5 cm.

#### 2. Half Yield Strength Lap Splice

A lap will be equal to a half strength of yield stress when the mesh is placed overlap by one weld plus a minimum of 2.5 cm.

#### \* Sambungan dengan Setengah Tegangan Leleh Half Yield Strength Lap Splice



#### Catatan :

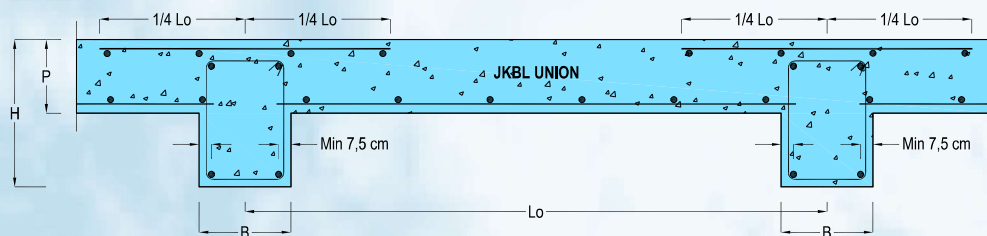
Tambahan sebesar 2,5 cm adalah jarak minimal agregat beton yang diijinkan oleh Peraturan Beton Indonesia (PBI 8.16.1), membantu agar beton tersebut dapat padat di sekitar kawat tersebut. Persyaratan sambungan separuh tegangan leleh kadang-kadang diijinkan untuk sambungan di tepi plat satu arah (one way slab), tetapi sebaiknya sambungan tersebut ditentukan oleh insinyur bangunan. Sebaiknya sambungan digunakan sekuat tegangan leleh dan ditempatkan di titik-titik yang bertegangan tarik tidak maksimum.

#### Note :

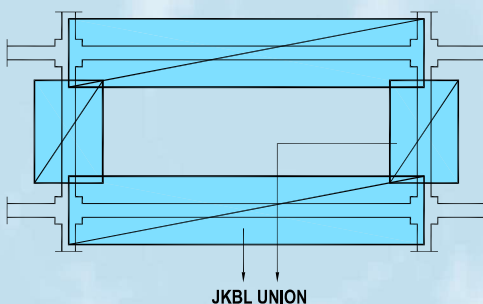
The addition of 2.5 cm referred to above is the minimum allowable spacing for concrete aggregate, which is required by the Indonesian Concrete Regulation (PBI 8.16.1), so as to make the concrete becomes dense around the bar. In some cases, one weld overlap be allowed for the side laps of one way slab, the decision on this practice should be made by the structural engineer. It is strongly recommended to apply the full yield strength lap splice and the laps should be in such places where the tension stress is not maximum.

### B. Perletakan JKBL Union *Union Wire Mesh Position*

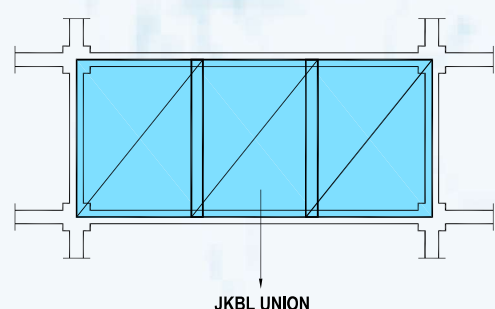
#### Plat Lantai Bangunan Bertingkat *Suspended Slab*



#### Lapis Atas *Top Layer*



#### Lapis Bawah *Bottom Layer*





# PC SPUN PILE CONCRETE PRODUCT



## Description

Type of pile  
Splice system  
Type of shoe

: Prestressed Concrete Spun Pile  
: Welded at steel joint plate  
: Pencil (Standard Product)  
Mamira (Special Design)  
: Diesel or Hydraulic Hammer

Method of Driving

PT WASKITA BETON PRECAST TBK

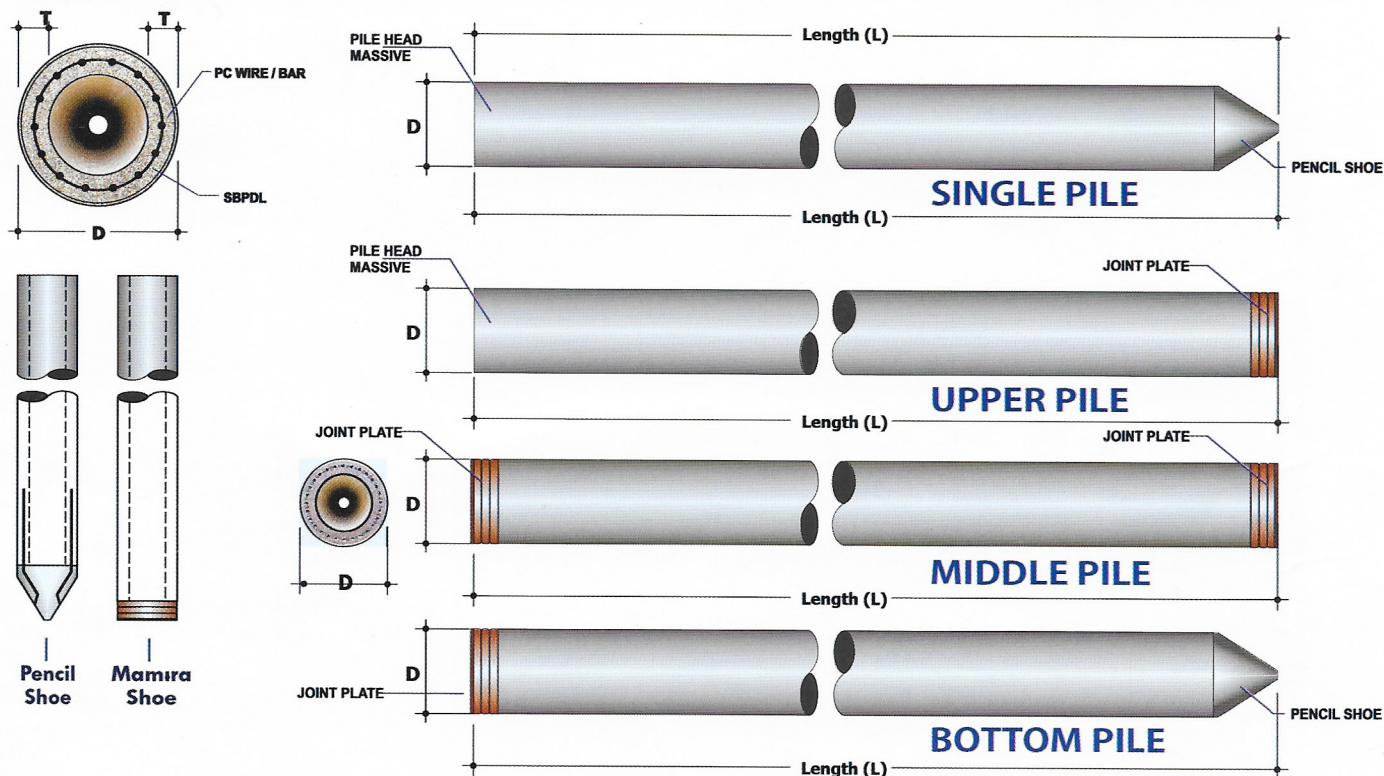
## Design and Manufacturing References

JIS A 5335 - 1987  
ACI 543 - 00

SNI 03-2847-2002

Prestressed Concrete Spun Pile  
Design, Manufactured and Installation  
of Concrete Piles  
Indonesian Concrete Code

## Shape and Dimension



## Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1999	Standard Specification for Concrete Aggregate	
	NI 2 PBI - 1971	Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049 - 2004	Portland Cement	Standard product : Type I Special order : Type II or V
Adimixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Adimixture for Concrete	Type F : Water reducing adimixtures
Concrete	SNI 03-2847 - 2002	Indonesian Concrete Code	Compressive strength at : 28 days : 600kg/cm <sup>2</sup> (cube)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and strand for Prestressed Concrete	SWPD 1
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SBPDL 1275 / 1420
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	SWMA / SWMP
Join Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	SS - 400
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-steel	AWS AS.1 / E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent



# Classification

Outside Diameter D	Wall Thickness T	Class	Concrete Cross Section	Unit Weight	Length L	Bending Moment		Allowable Axial Load
						Crack	Ultimate	
(mm)	(mm)		(cm <sup>2</sup> )	(kg/m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	(ton)
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1.159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1.571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50
800	120	A1	2.564	641	6 - 24	40.00	60.00	412.00
		A2				45.00	67.50	408.20
		A3				49.00	73.50	400.70
		B				55.00	99.00	385.20
		C				65.00	130.00	373.10
1000	140	A1	3.782	946	6 - 24	75.00	112.50	614.40
		A2				81.00	121.50	606.40
		A3				95.00	142.50	589.30
		B				105.00	189.00	571.20
		C				120.00	240.00	555.70
1200	150	A1	4.948	1.237	6 - 24	120.00	180.00	759.10
		A2				134.00	201.00	791.10
		A3				156.00	234.00	768.00
		B				170.00	306.00	736.70
		C				200.00	400.00	718.20





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFI PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

K1 = Kolom Beton 1 (95/95 cm)  
BI1 = Balok Induk Beton 1 (40/60 cm)  
BA1 = Balok Anak Beton 1 (30/40 cm)  
BA2 = Balok Anak Beton 2 (30/40 cm)  
BA3 = Balok Anak Beton 3 (30/40 cm)  
SW = Shearwall (t=35 cm)  
P = Pelat Beton 1 (t=12 cm)

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala

Denah Lantai 1

1 : 200

Kode

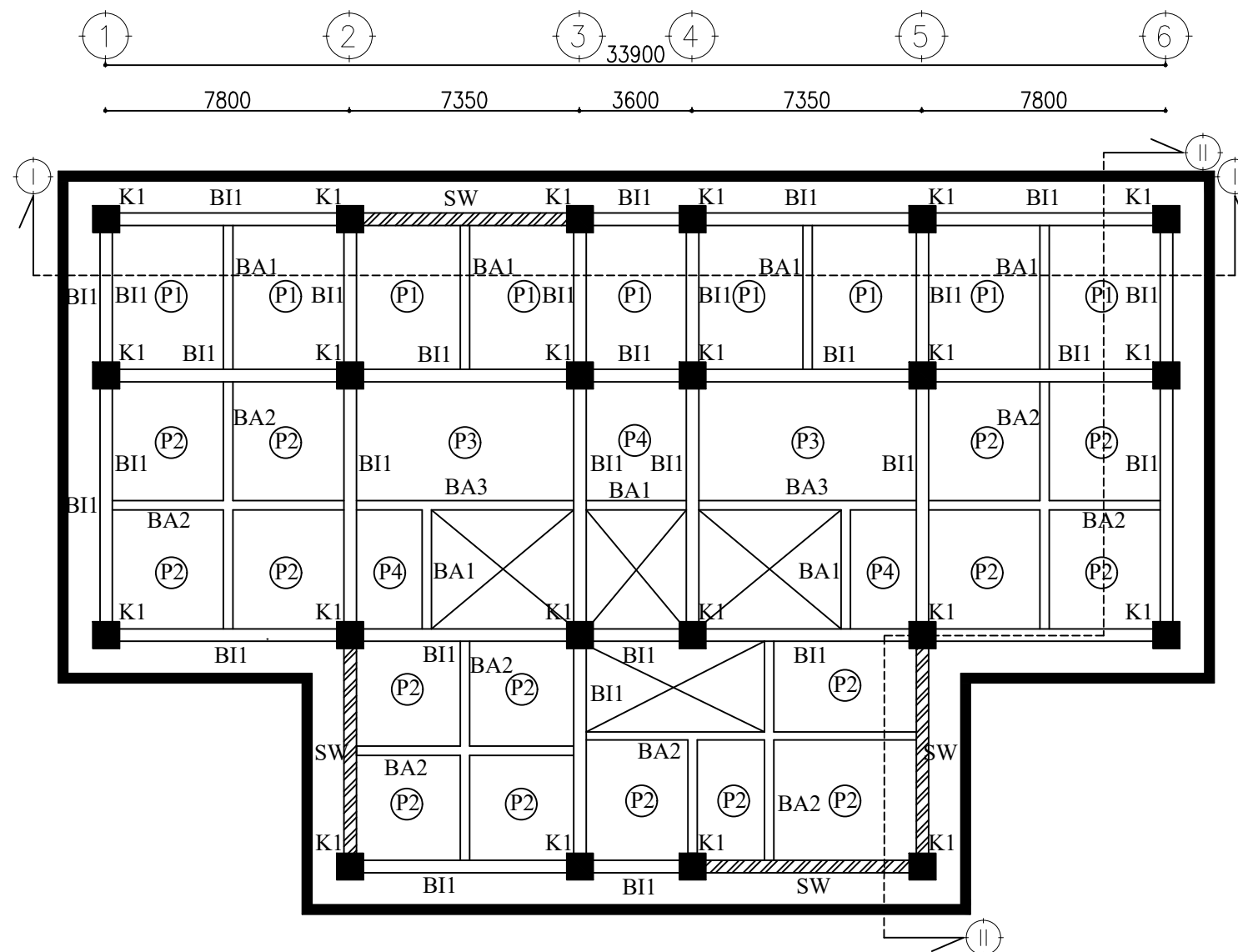
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

1

44



**Denah Lantai 1**

SKALA 1 : 200



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFI PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

K2 = Kolom CFT 700.700.28  
BI2 = Balok Induk WF 500.300.11.15  
BA4 = Balok Anak WF 350.250.9.14  
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala

Denah Balok  
Kolom Lantai 2-6

1 : 200

Kode

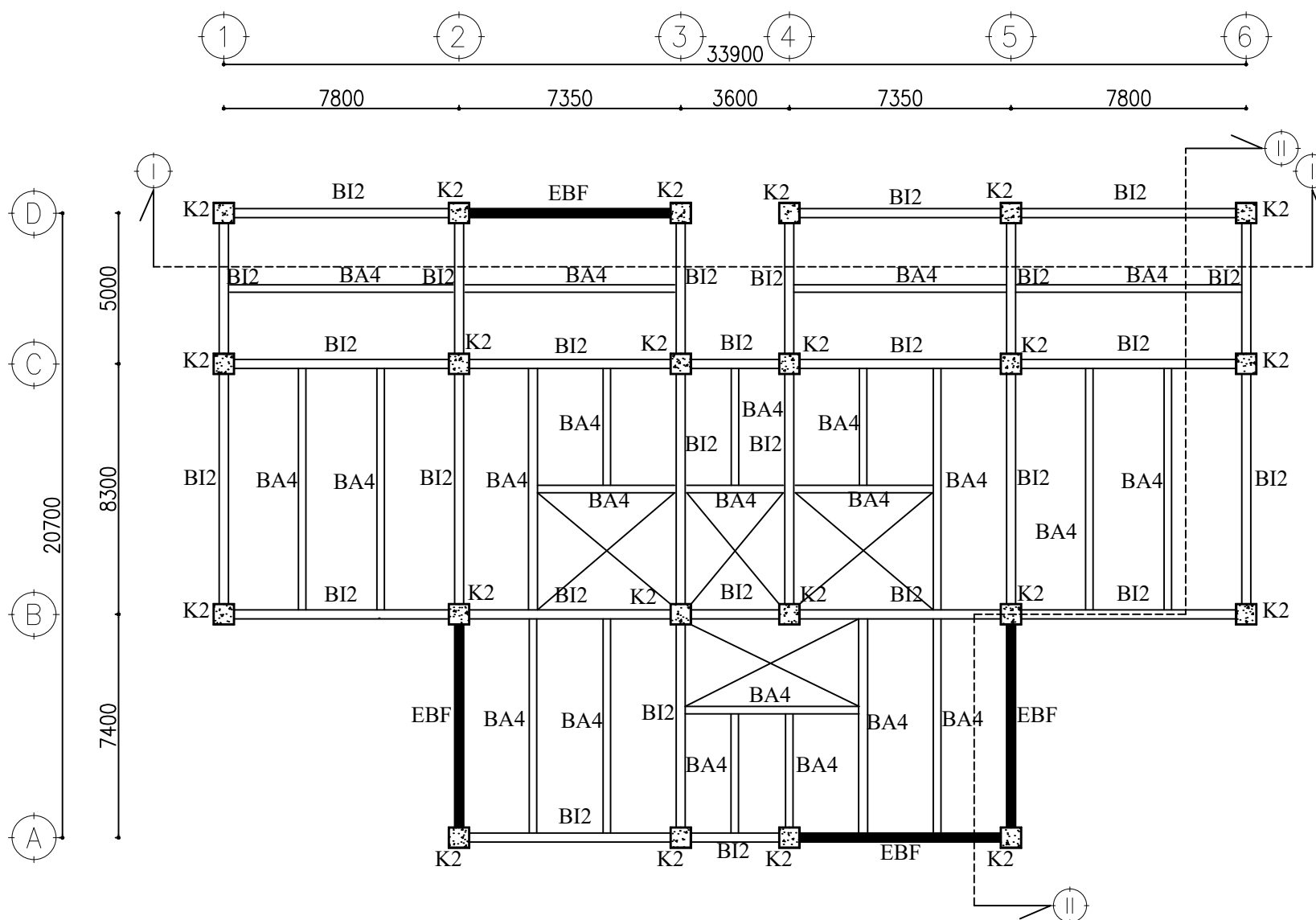
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

2

44



**Denah Balok Kolom Lantai 2-6**

SKALA 1 : 200



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFI PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

K3 = Kolom CFT 600.600.25  
BI2 = Balok Induk WF 500.300.11.15  
BA4 = Balok Anak WF 350.250.9.14  
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala

Denah Balok  
Kolom Lantai 7-11

1 : 200

Kode

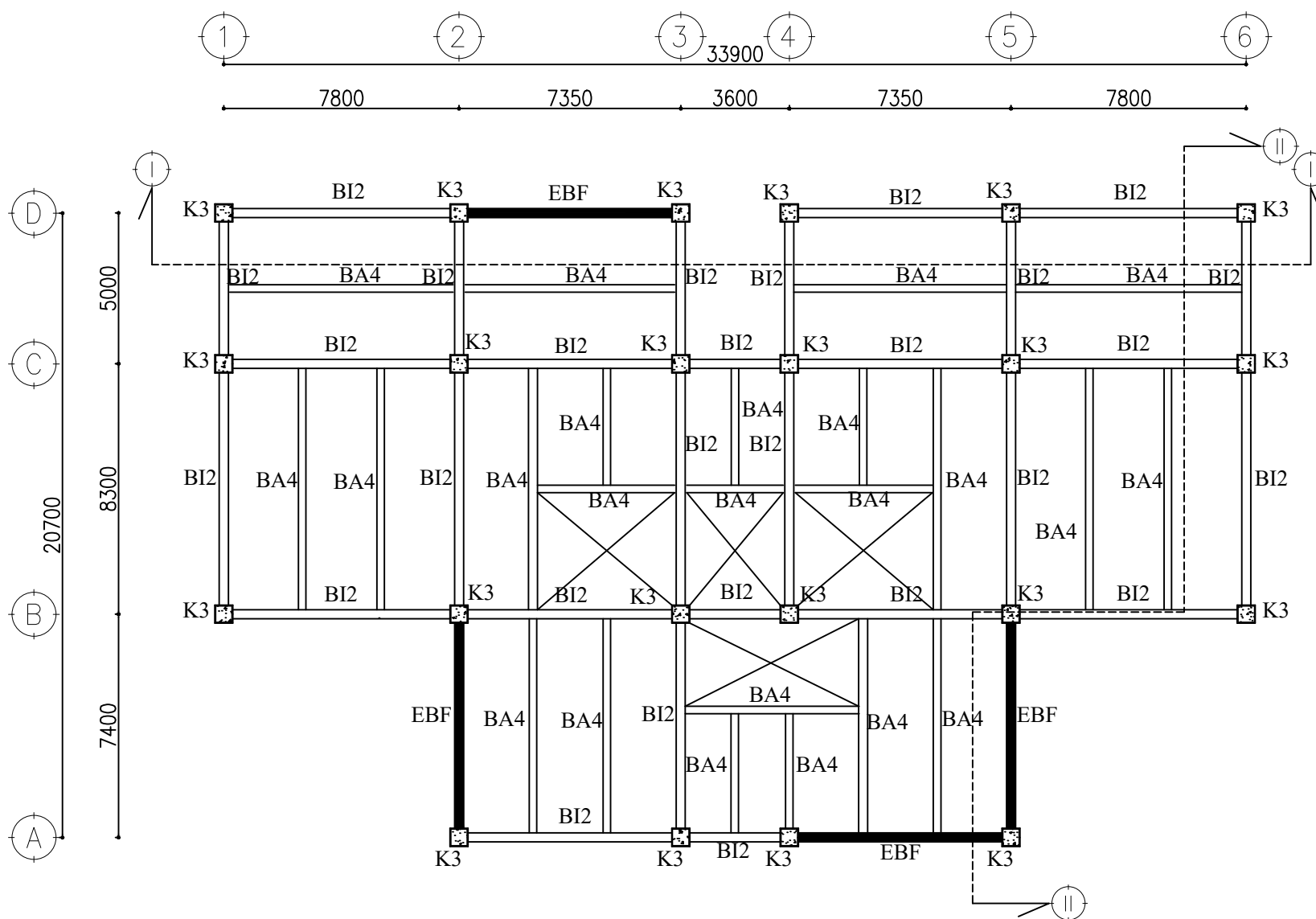
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

3

44



**Denah Balok Kolom Lantai 7-11**

SKALA 1 : 200





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

K4 = Kolom CFT 500.500.25  
BI2 = Balok Induk WF 500.300.11.15  
BA4 = Balok Anak WF 350.250.9.14  
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala

Denah Balok  
Kolom Lantai 12-15

1 : 200

Kode

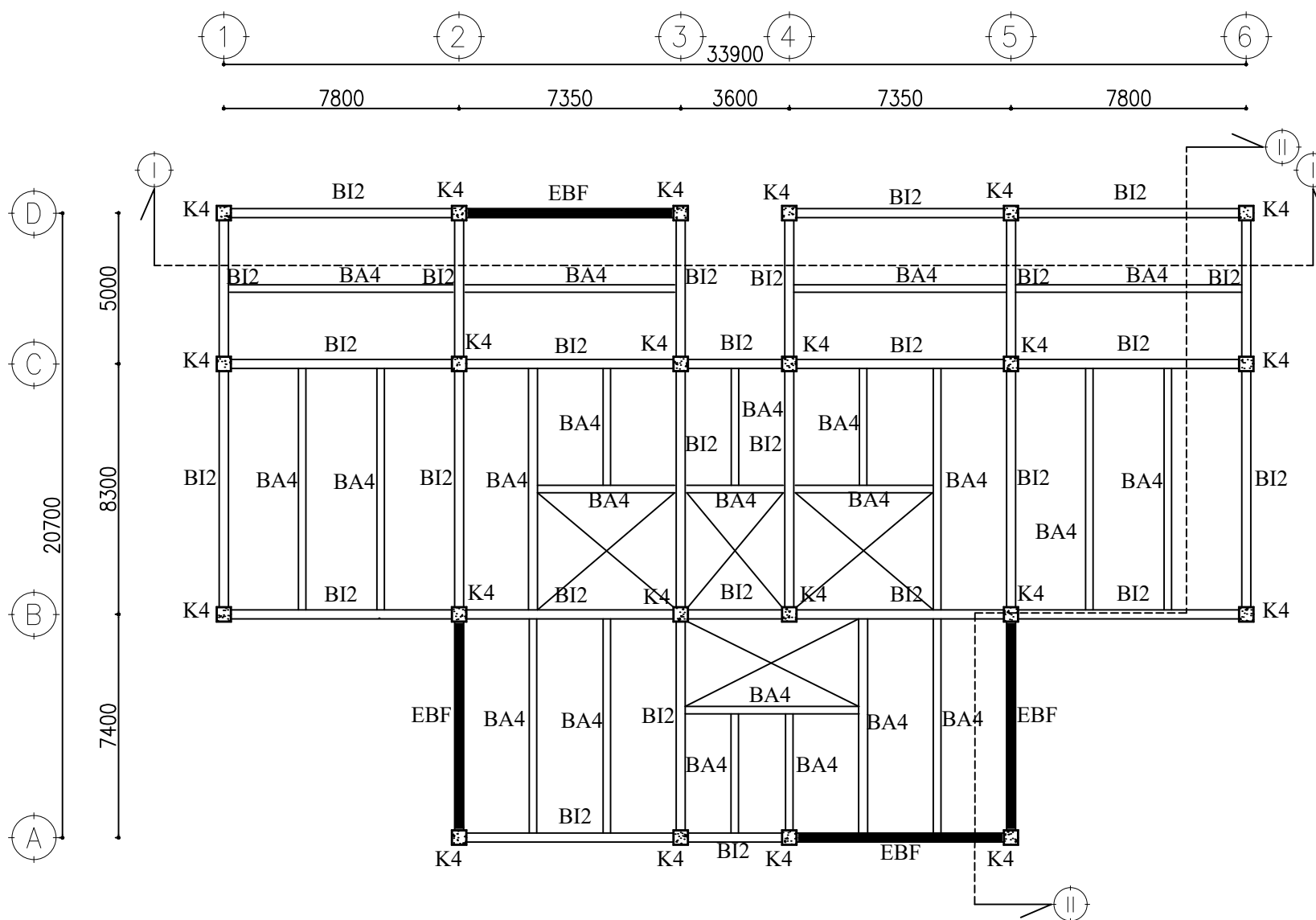
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

4

44



**Denah Balok Kolom Lantai 12-15**

SKALA 1 : 200



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFI PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

K4 = Kolom CFT 500.500.25  
BI2 = Balok Induk WF 500.300.11.15  
BA5 = Balok Anak WF 350.250.8.12  
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala

Denah Balok  
Kolom Atap

1 : 200

Kode

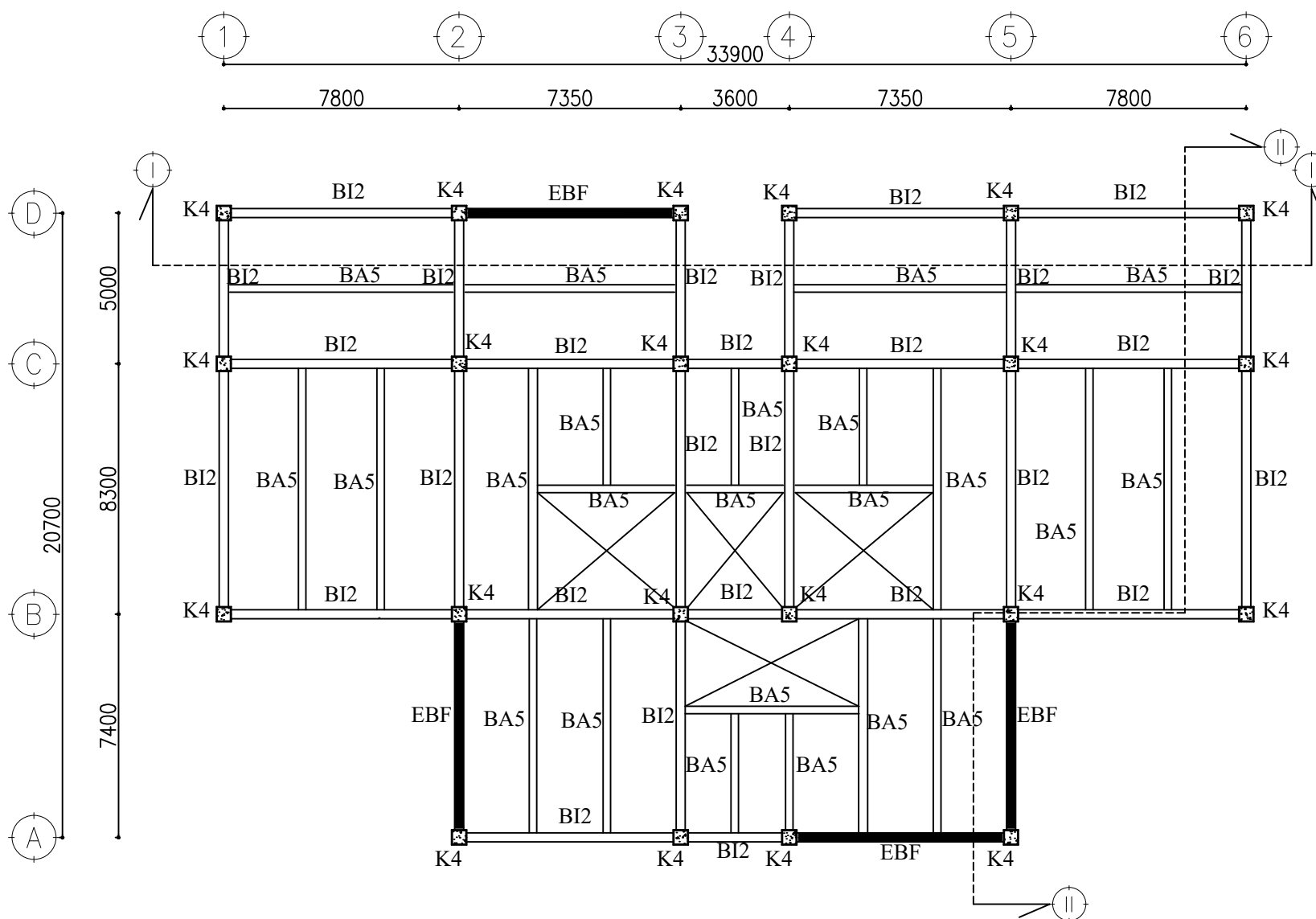
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

5

44



**Denah Balok Kolom Atap**

SKALA 1 : 200



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala

Denah Bondek  
(Arah)

1 : 200

Kode

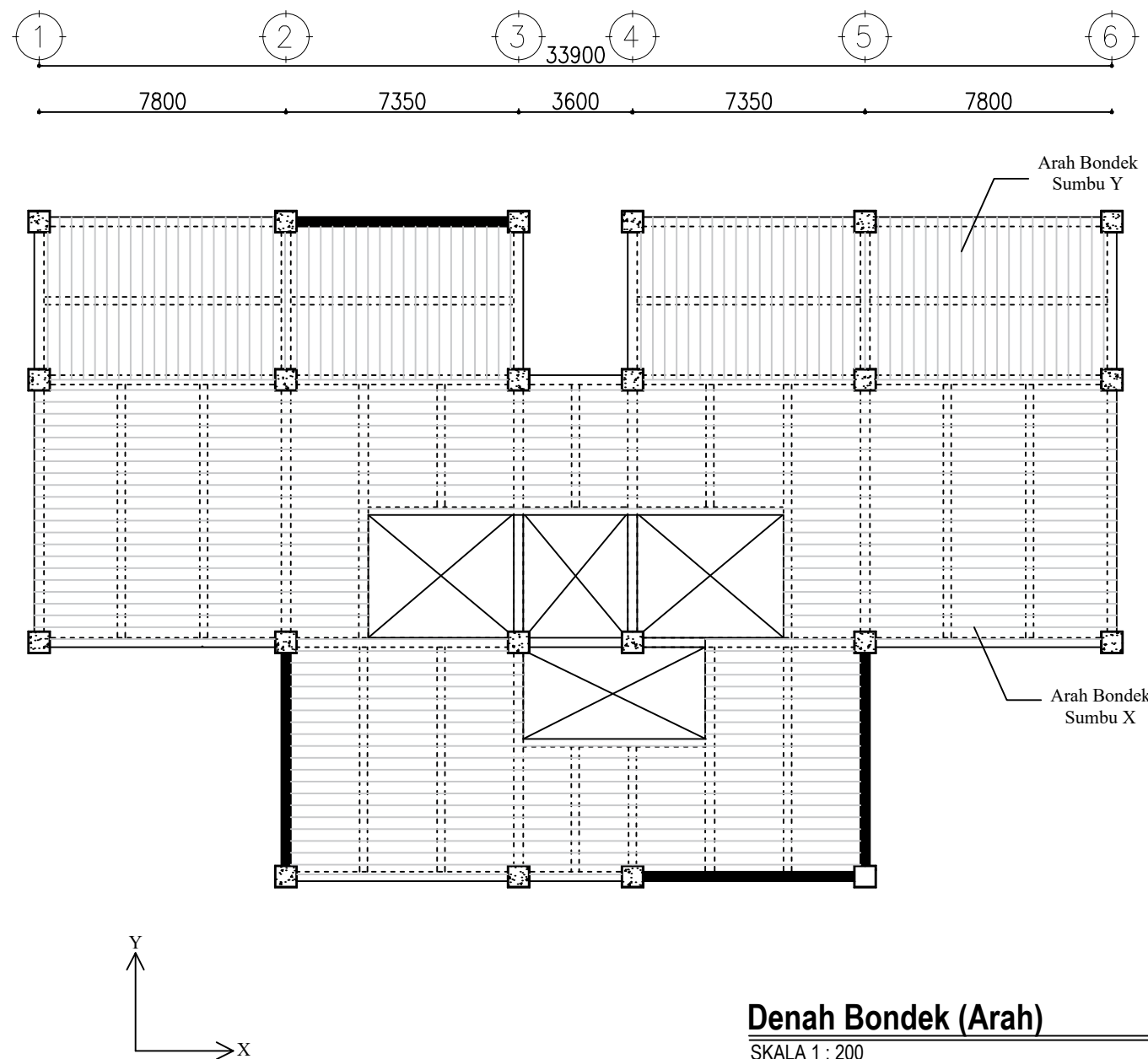
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

6

44



**Denah Bondek (Arah)**

SKALA 1 : 200



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

M8-250 mm = Atap Apartemen  
M10-300 mm = Lantai Apartemen  
\*Arah Bondek sengaja dihilangkan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala

Penulangan  
Wiremesh

1 : 200

Kode

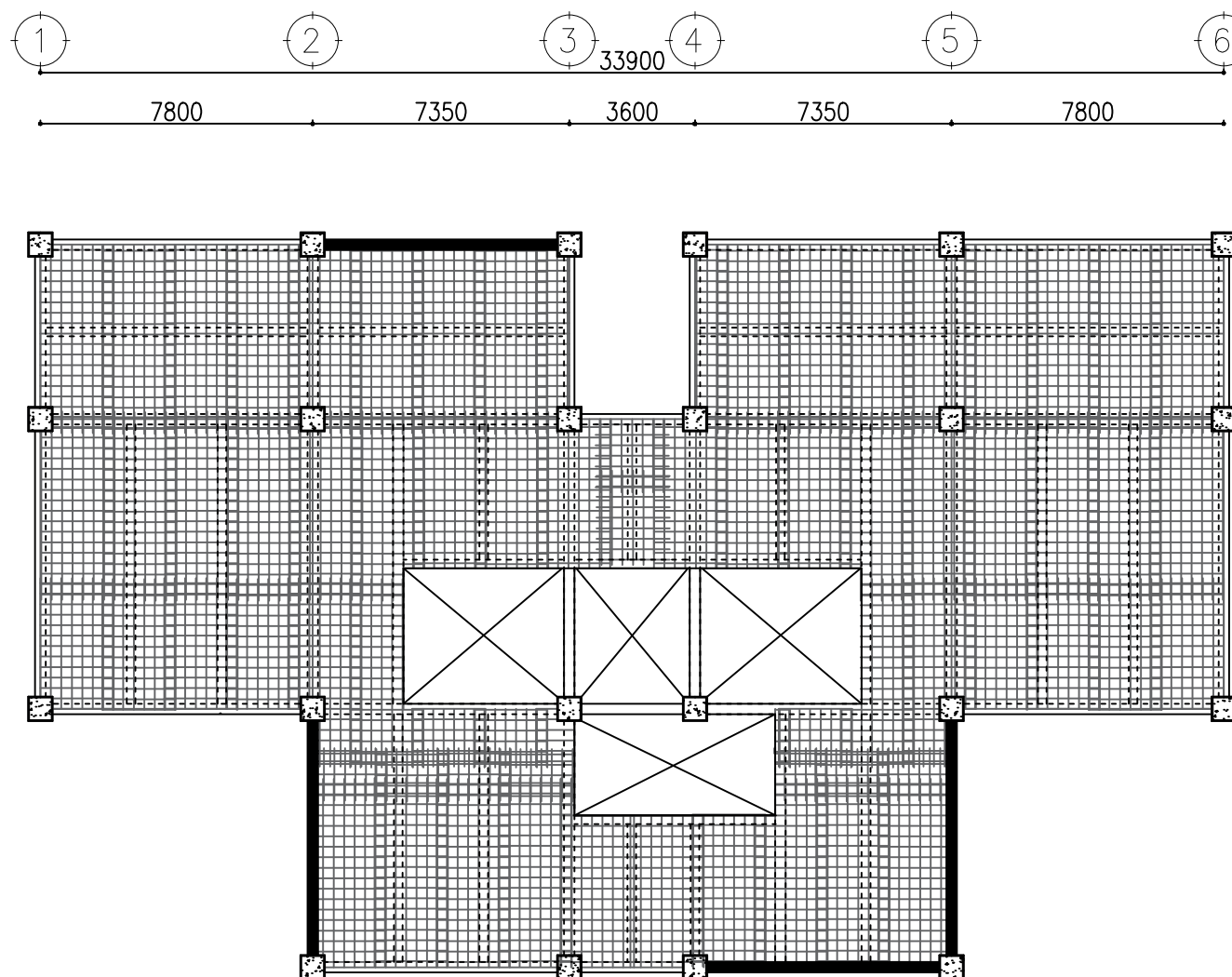
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

7

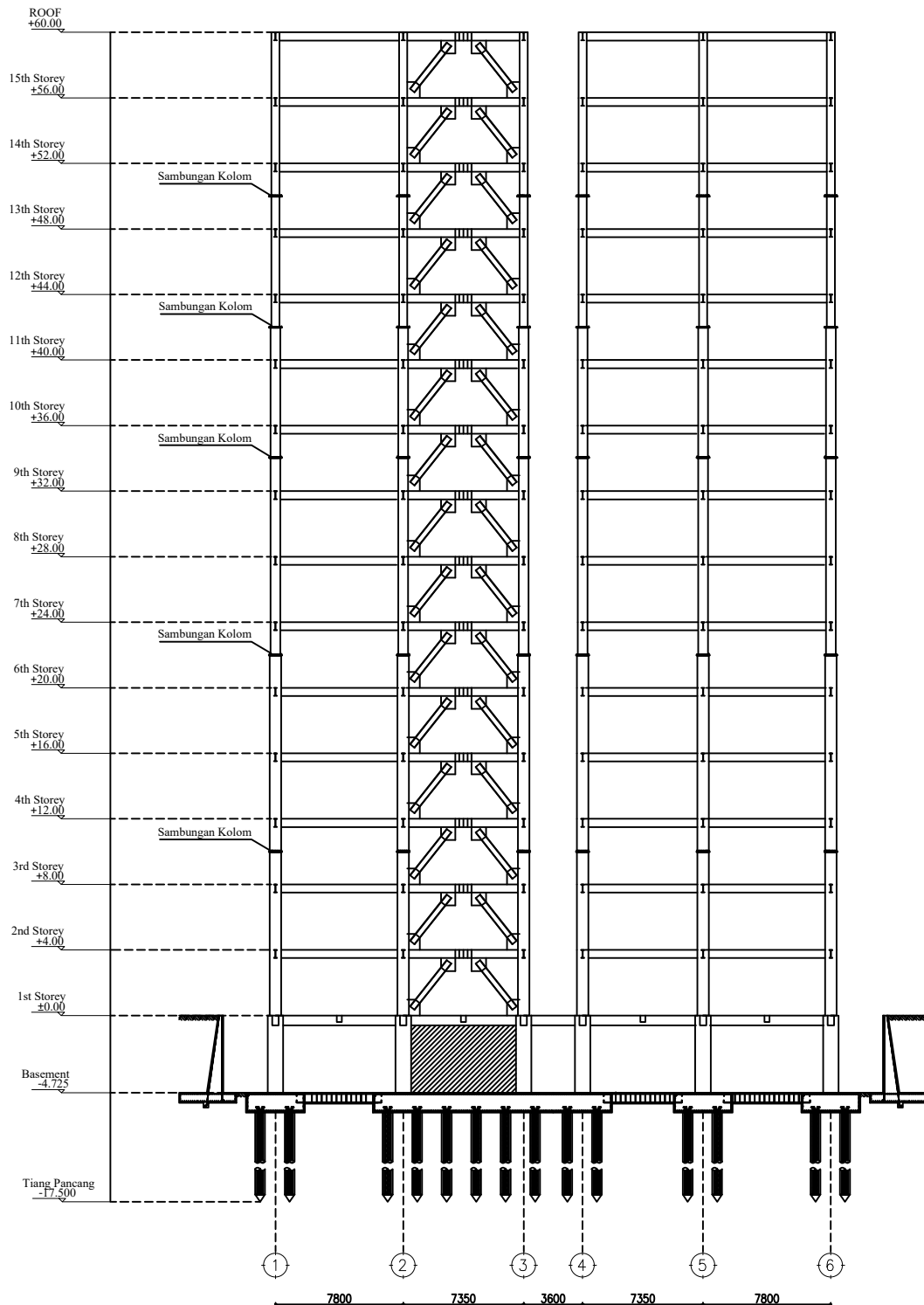
44



**Penulangan Wiremesh**

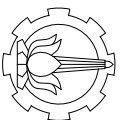
SKALA 1 : 200





## Potongan I-I

SKALA 1 : 200



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARGOLD NAFIA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D  
Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
0311144000078

Nama Gambar

Skala

Potongan I-I

1 : 400

Kode

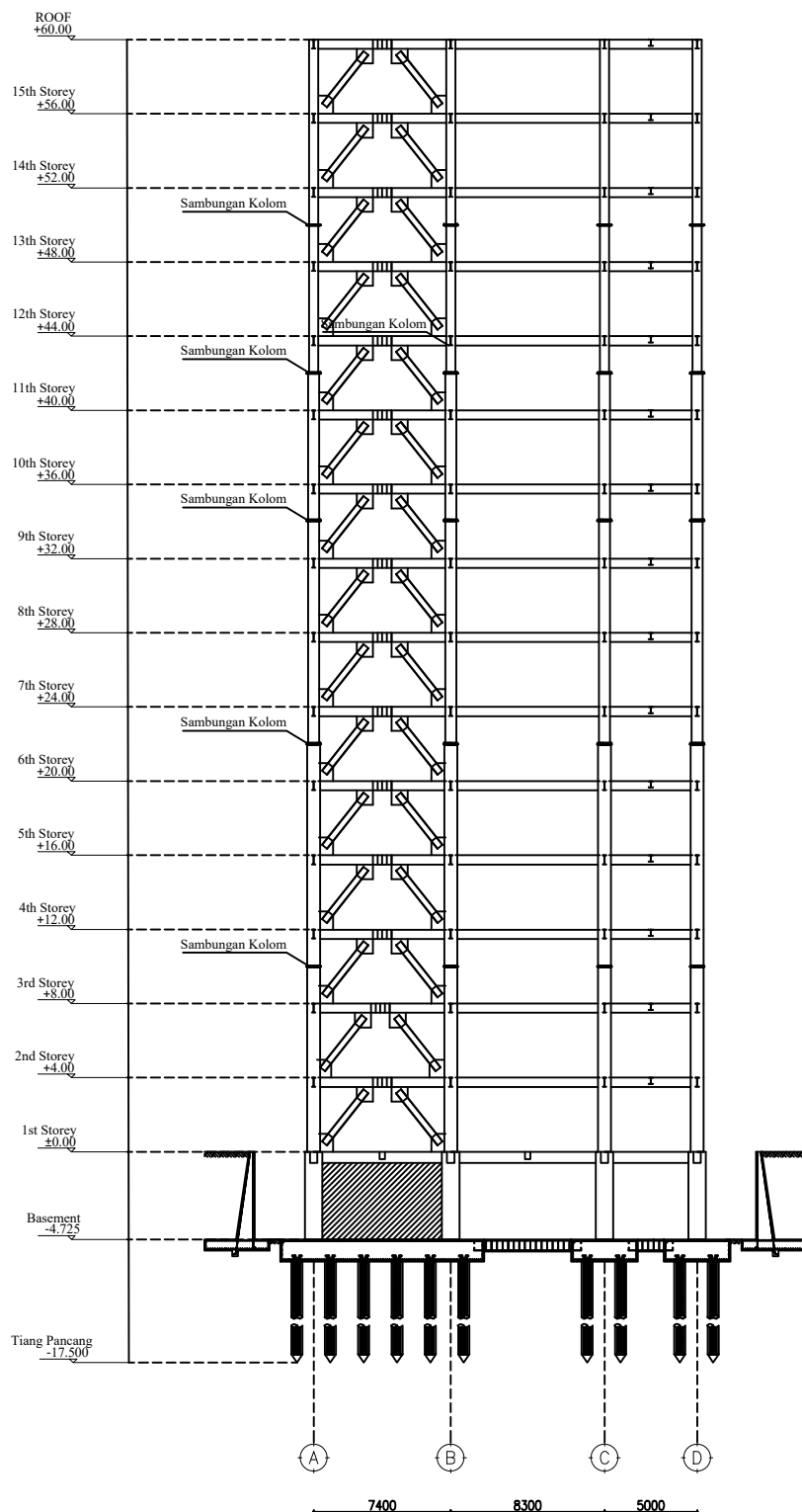
No Gambar

Jumlah Gambar

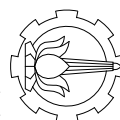
STR

8

44



**Potongan II-II**  
SKALA 1 : 200



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARGOLD NAFKA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D  
Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar Skala

Potongan II-II 1 : 400

Kode No Gambar Jumlah Gambar

STR 9 44



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFI PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

K1 = Kolom Beton 1 (85/85 cm)  
BI1 = Balok Induk Beton 1 (40/60 cm)  
BA1 = Balok Anak Beton 1 (30/40 cm)  
BA2 = Balok Anak Beton 2 (30/40 cm)  
BA3 = Balok Anak Beton 3 (30/40 cm)  
SW = Shearwall (t=35 cm)  
P1 = Pelat Beton 1 (t=15 cm)

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala

Denah Pondasi

1 : 200

Kode

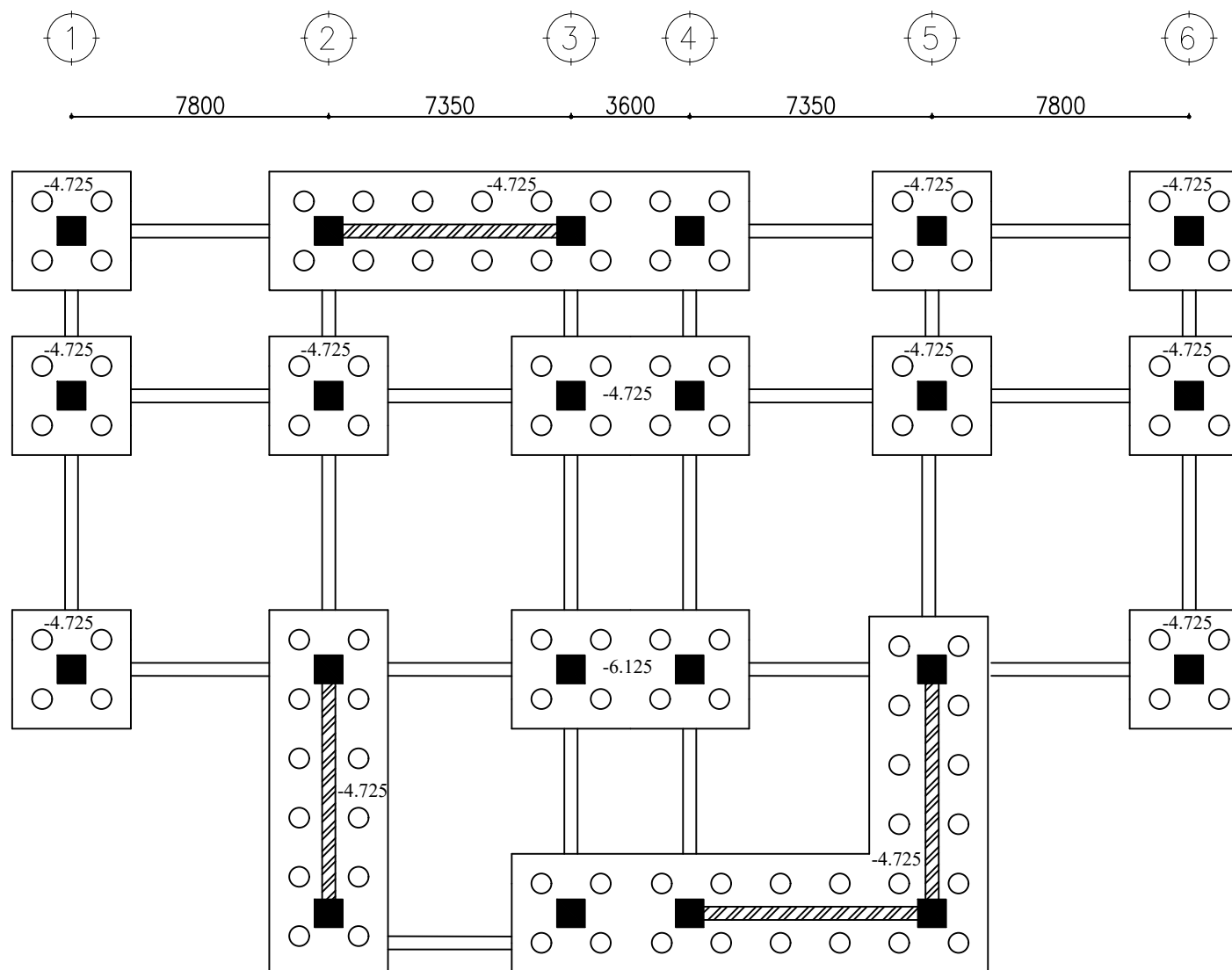
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

10

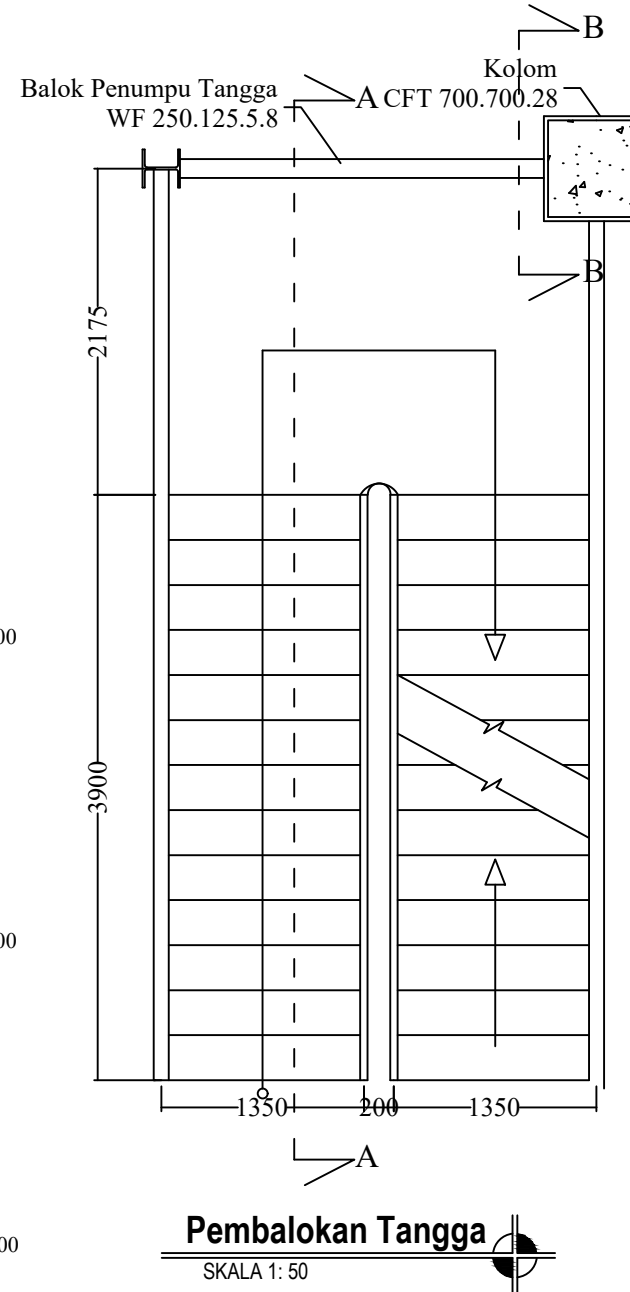
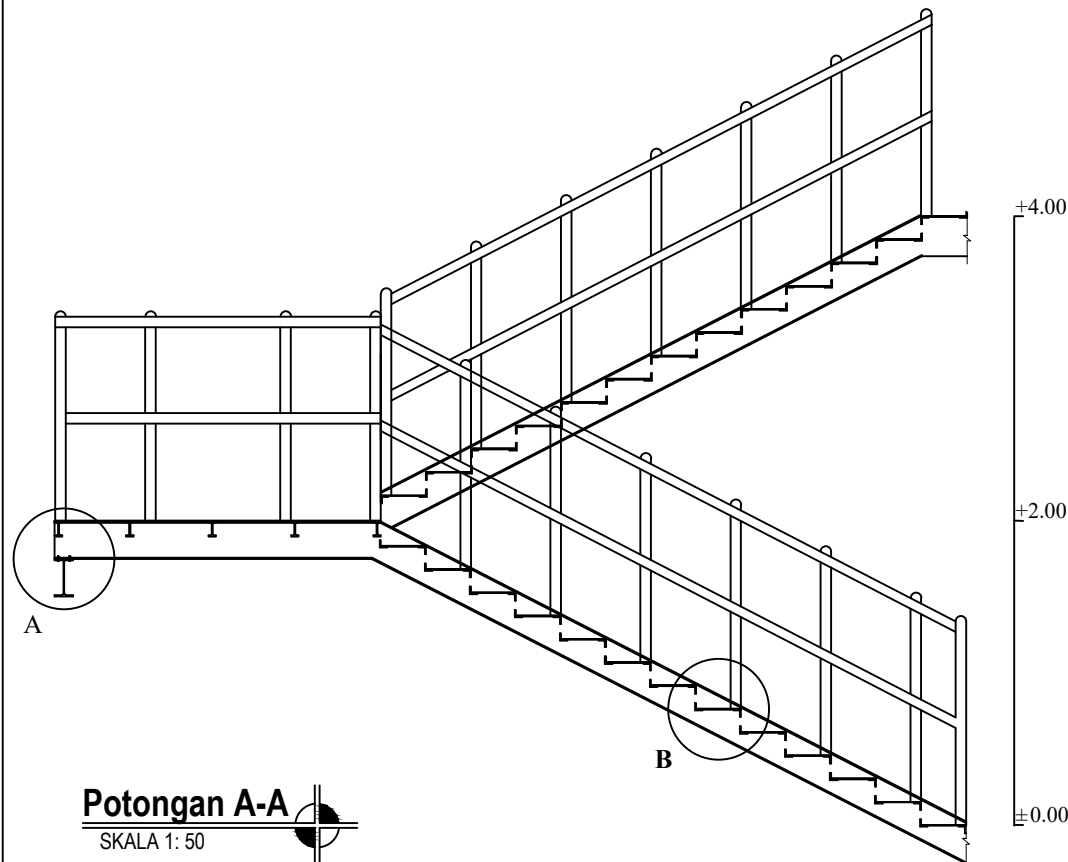
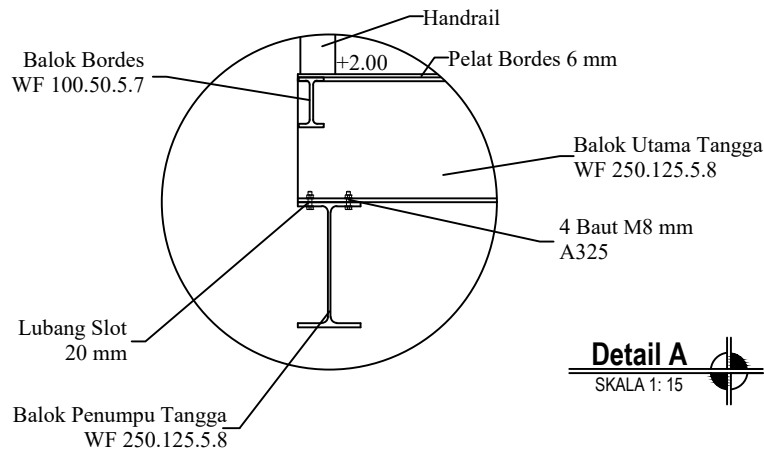
44



**Denah Pondasi**

SKALA 1 : 200





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar	Skala Gambar
-------------	--------------

Pembalokan Tangga	1 : 50
Potongan A-A	1 : 50
Detail A	1 : 15

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
------	-----------	---------------

STR	11	44
-----	----	----





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail B

1 : 15

Potongan B-B

1 : 50

Potongan C-C

1 : 50

Kode

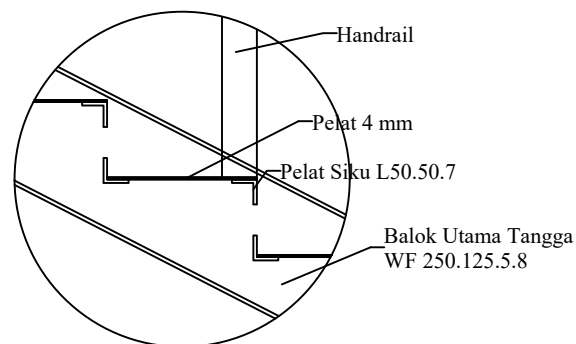
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

12

44



**Detail B**

SKALA 1 : 15



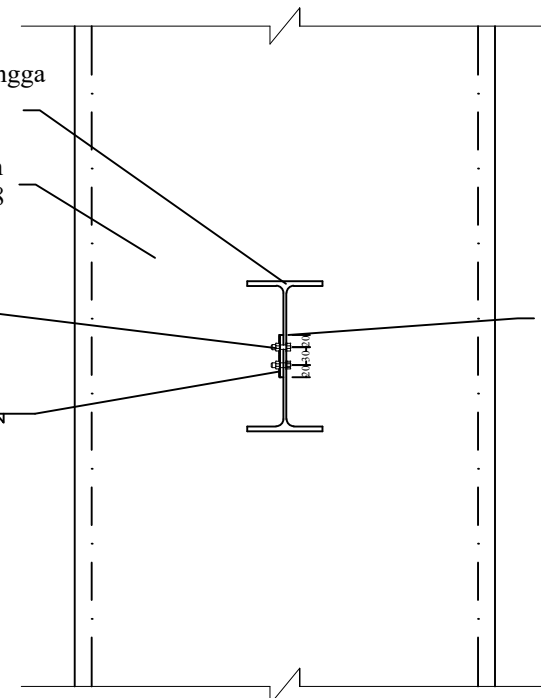
Balok Penumpu Tangga  
WF 250.125.5.8

Kolom  
CFT 700.700.28

Baut A325  
2M8mm

3 mm

Pelat 6mm



**Potongan C-C**

SKALA 1 : 50



Kolom  
CFT 700.700.28

Plate 6 mm

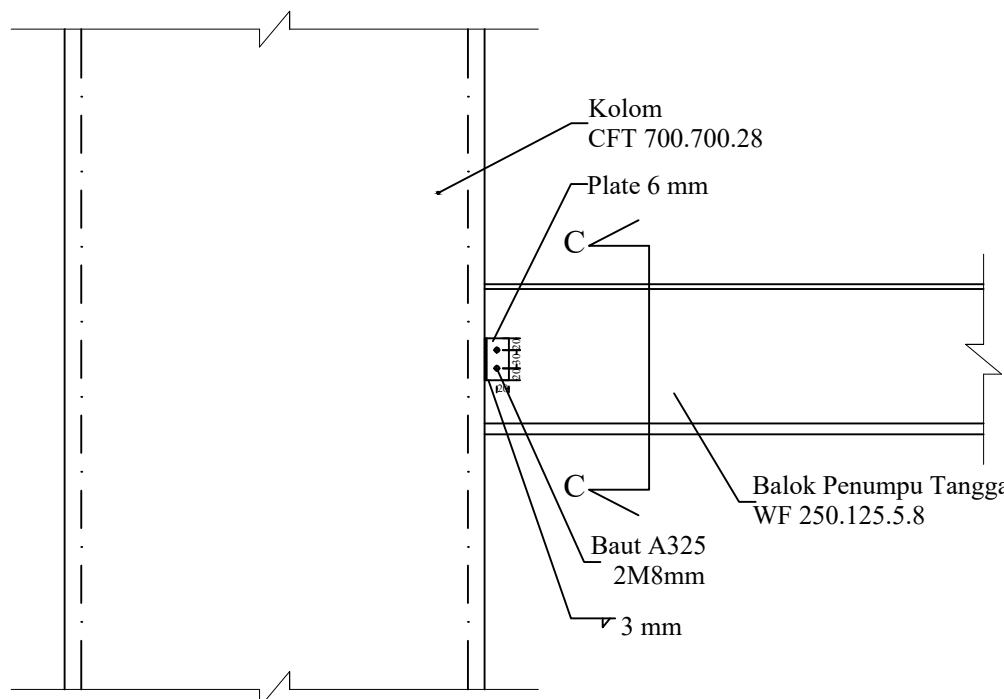
C

C

Balok Penumpu Tangga  
WF 250.125.5.8

Baut A325  
2M8mm

3 mm



**Potongan B-B**

SKALA 1 : 50





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Balok Induk  
Memanjang

1:40

Potongan A-A

1:10

Potongan B-B

1:10

Kode

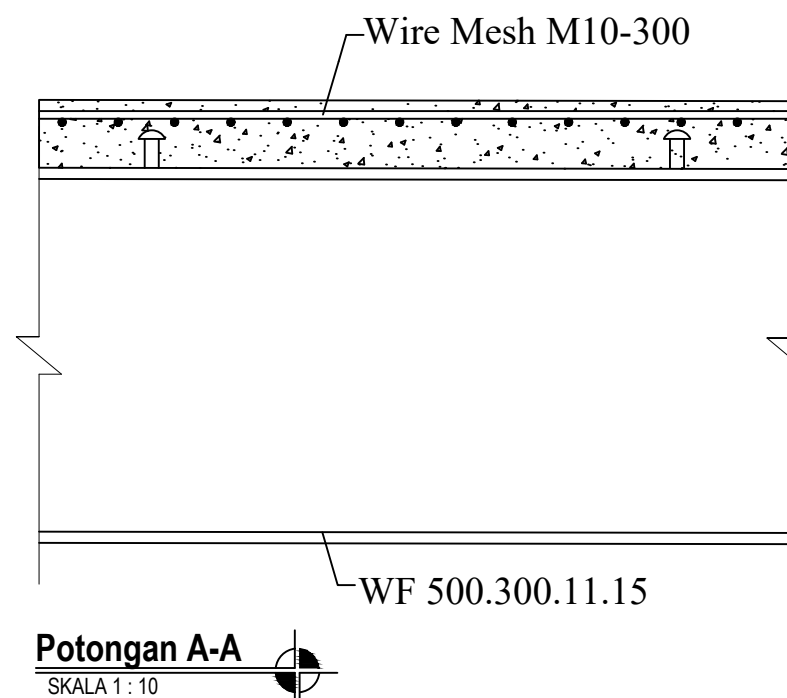
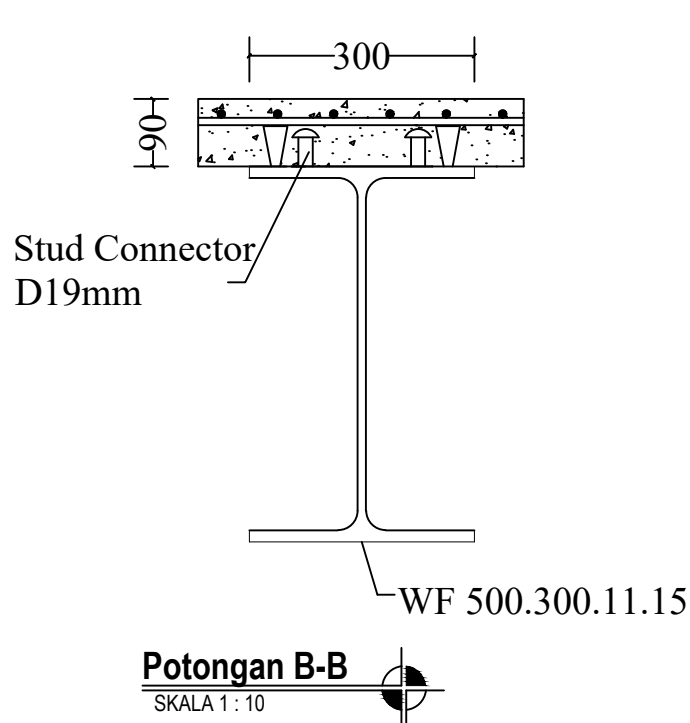
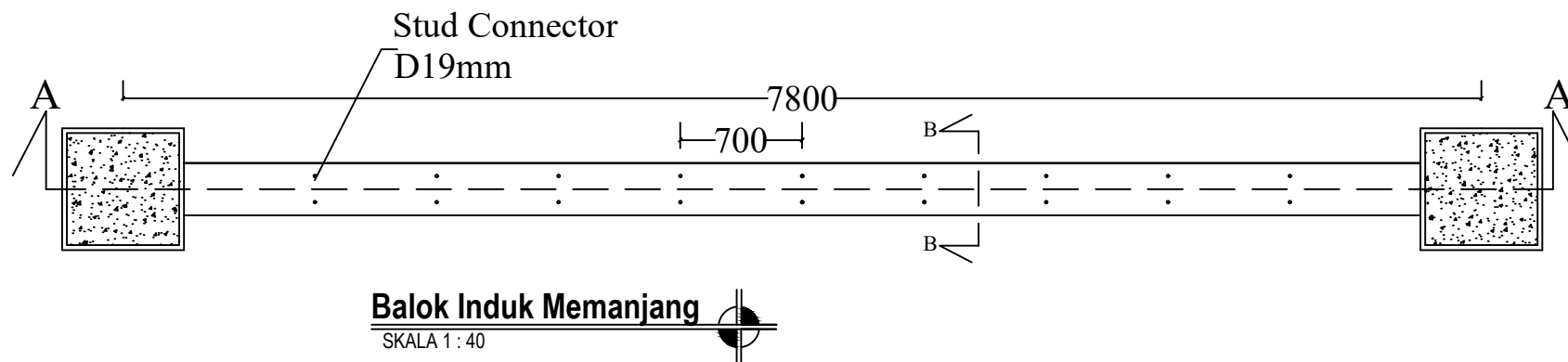
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

13

44





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

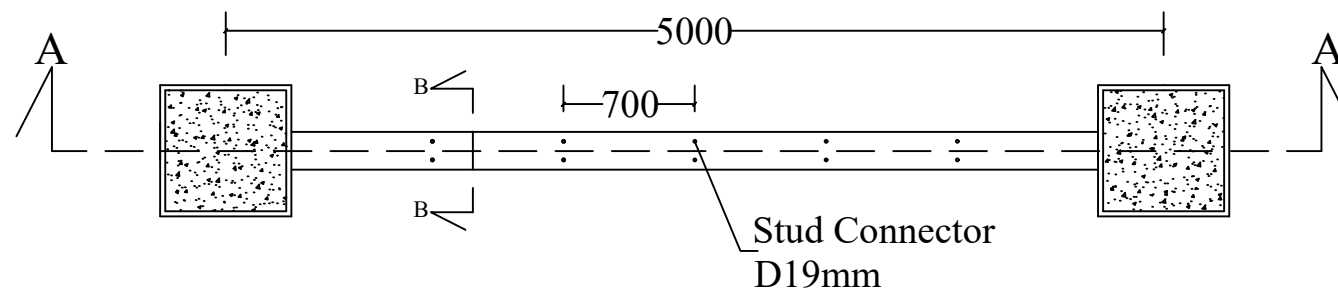
Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

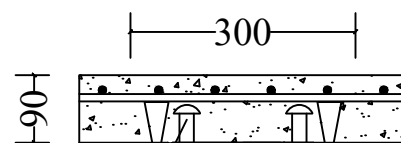
Balok Induk Melintang	1:40
Potongan A-A	1:10
Potongan B-B	1:10

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	14	44

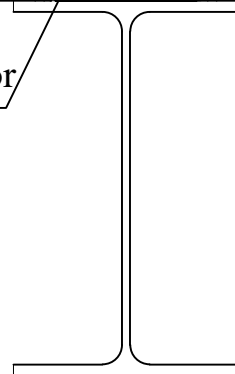


**Balok Induk Melintang**

SKALA 1 : 40



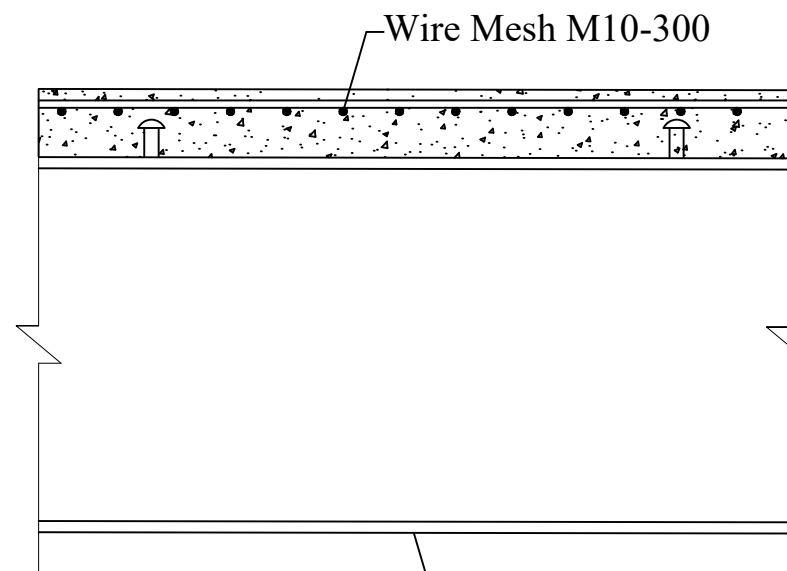
**Stud Connector  
D19mm**



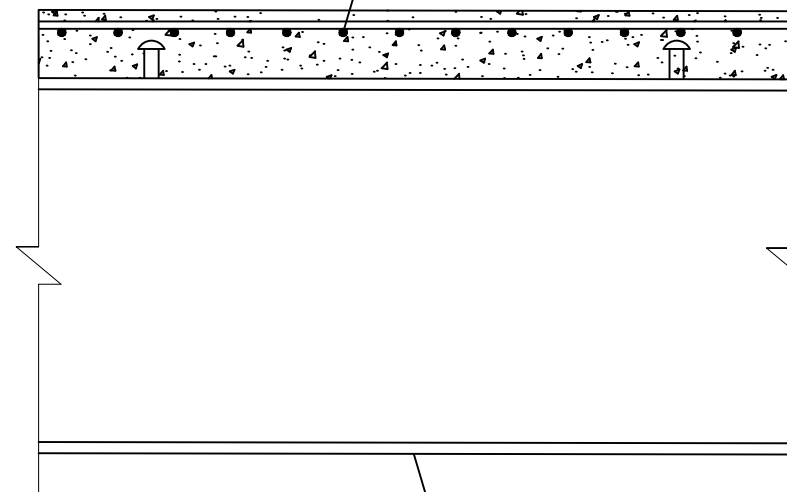
**WF 500.300.11.15**

**Potongan B-B**

SKALA 1 : 10



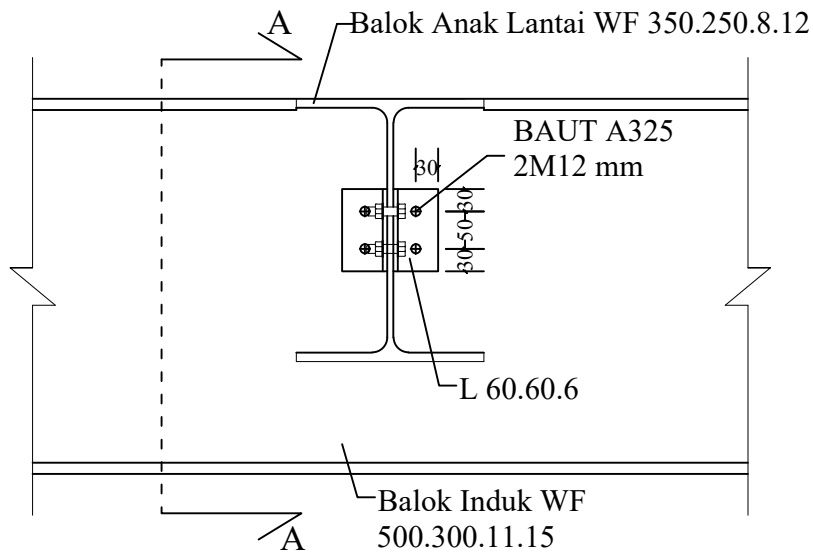
**Wire Mesh M10-300**



**WF 500.300.11.15**

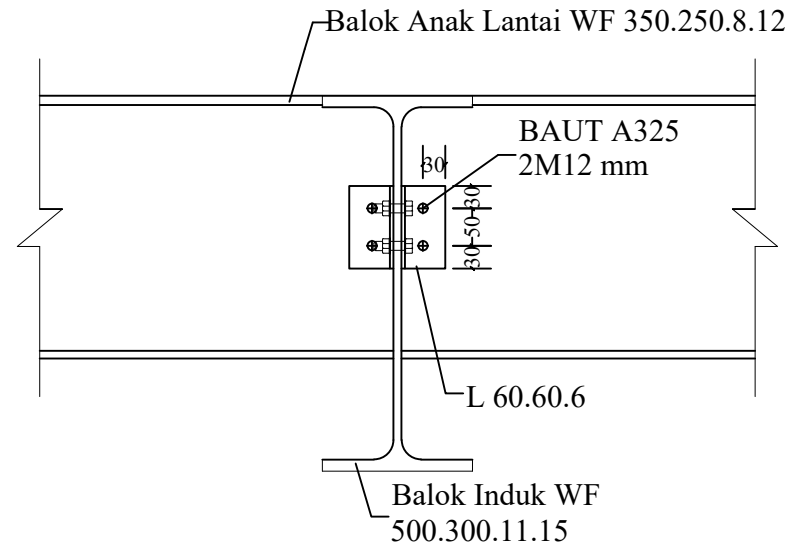
**Potongan A-A**

SKALA 1 : 10



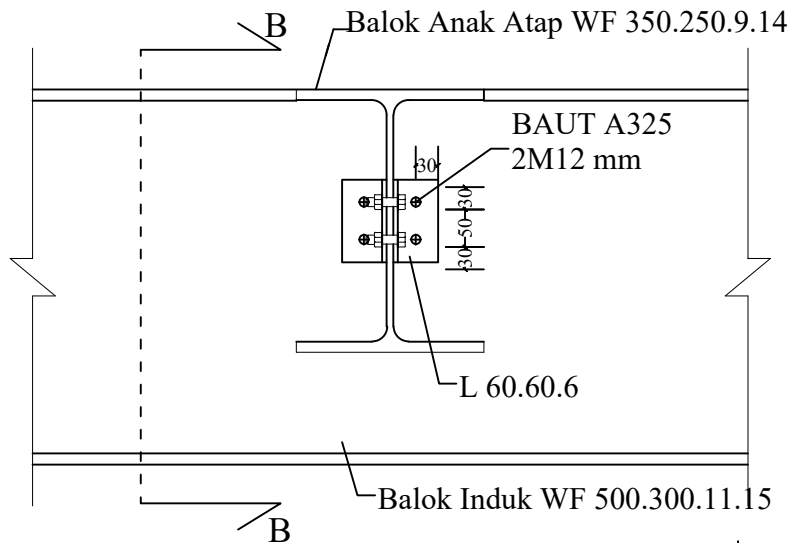
**Sambungan Balok Anak Atap ke Balok Induk**

SKALA 1 : 10



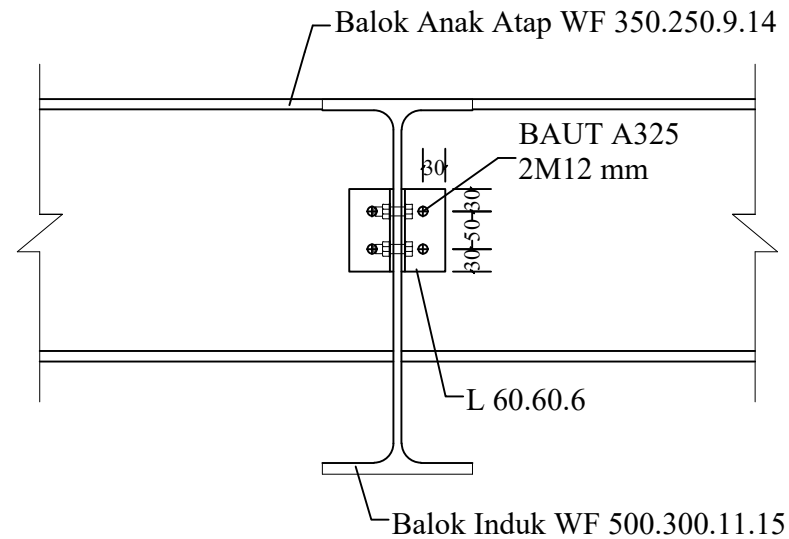
**Potongan A-A**

SKALA 1 : 10



**Sambungan Balok Anak Lantai ke Balok Induk**

SKALA 1 : 10



**Potongan B-B**

SKALA 1 : 10



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

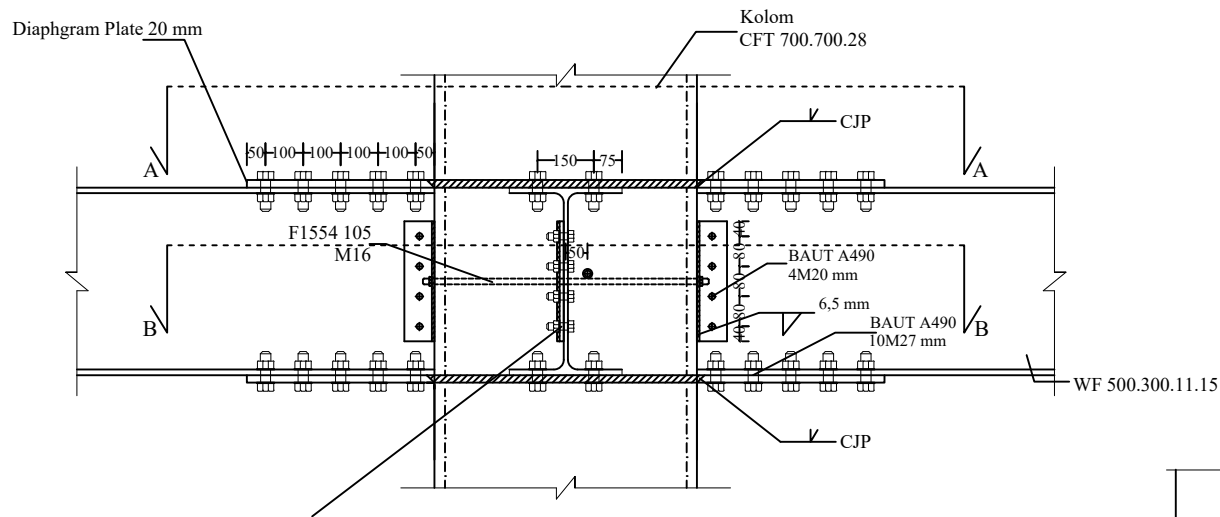
Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

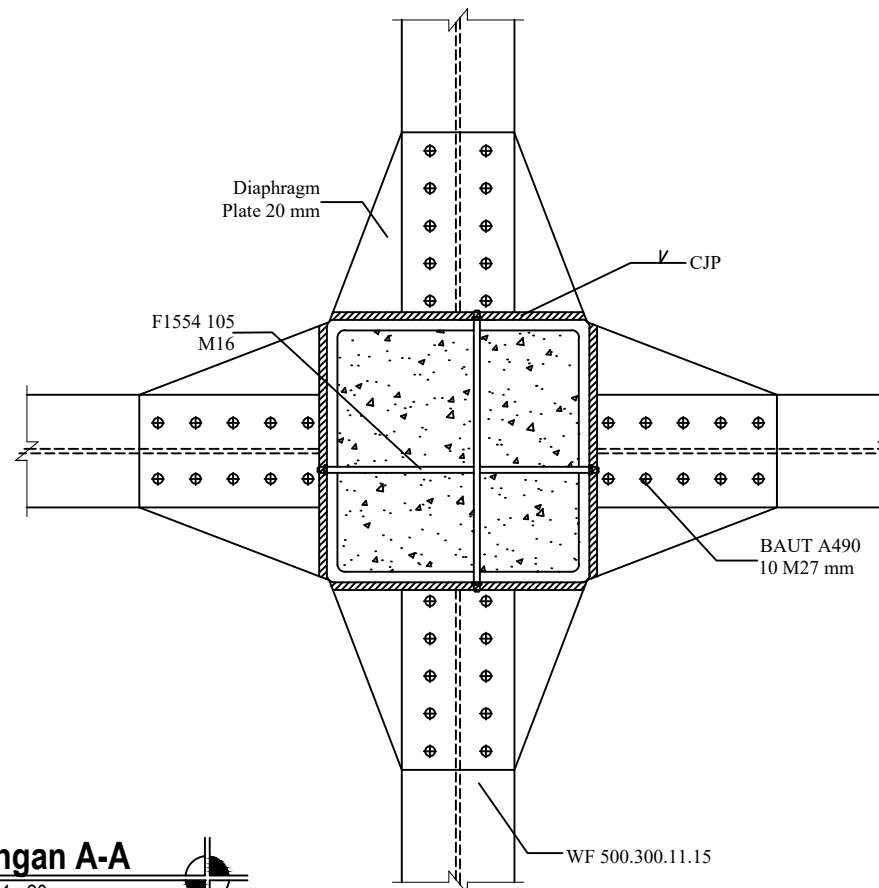
Sambungan Balok Induk	1:10
Sambungan Balok Induk	1:10
Potongan A-A	1:10
Potongan B-B	1:10

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	15	44



### Sambungan Balok Induk

SKALA 1 : 20



### Potongan A-A

SKALA 1 : 20



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Mutu Las: E90xx  
CJP = Complete Joint Penetration

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan Balok  
Induk- Kolom

1: 20

Potongan A-A

1: 20

Kode

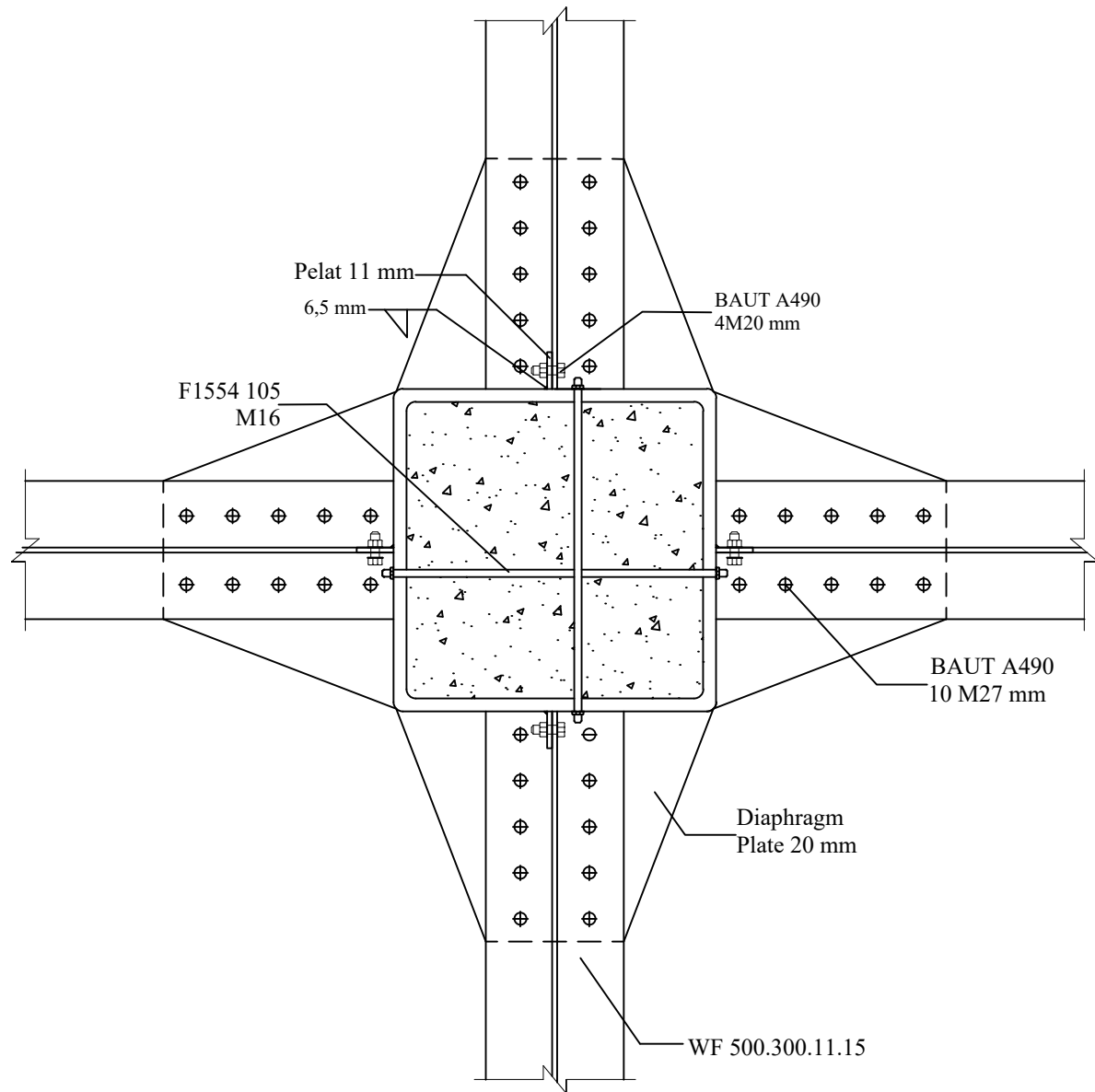
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

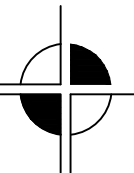
16

44



**Potongan B-B**

**SKALA 1 : 15**



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Mutu Las: E90xx  
CJP = Complete Joint Penetration

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan B-B

1 : 15

Kode

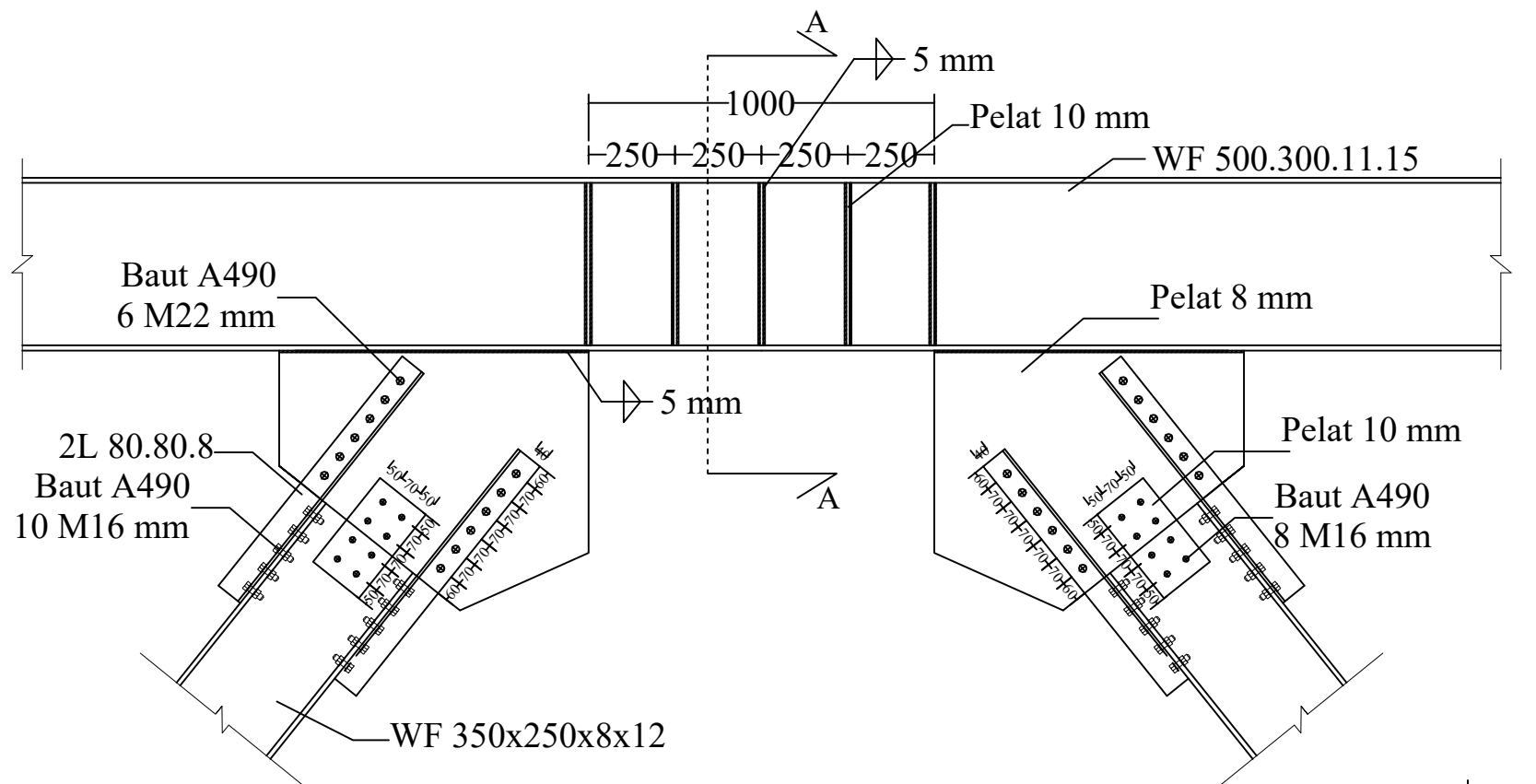
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

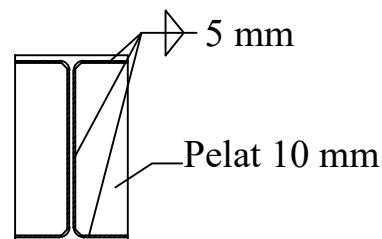
17

44



## Sambungan Bresing dengan Link

SKALA 1 : 20



## Potongan A-A

SKALA 1 : 20



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Mutu Las: E90xx

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan Bresing  
dengan Link

1: 20

Potongan A-A

1: 20

Kode

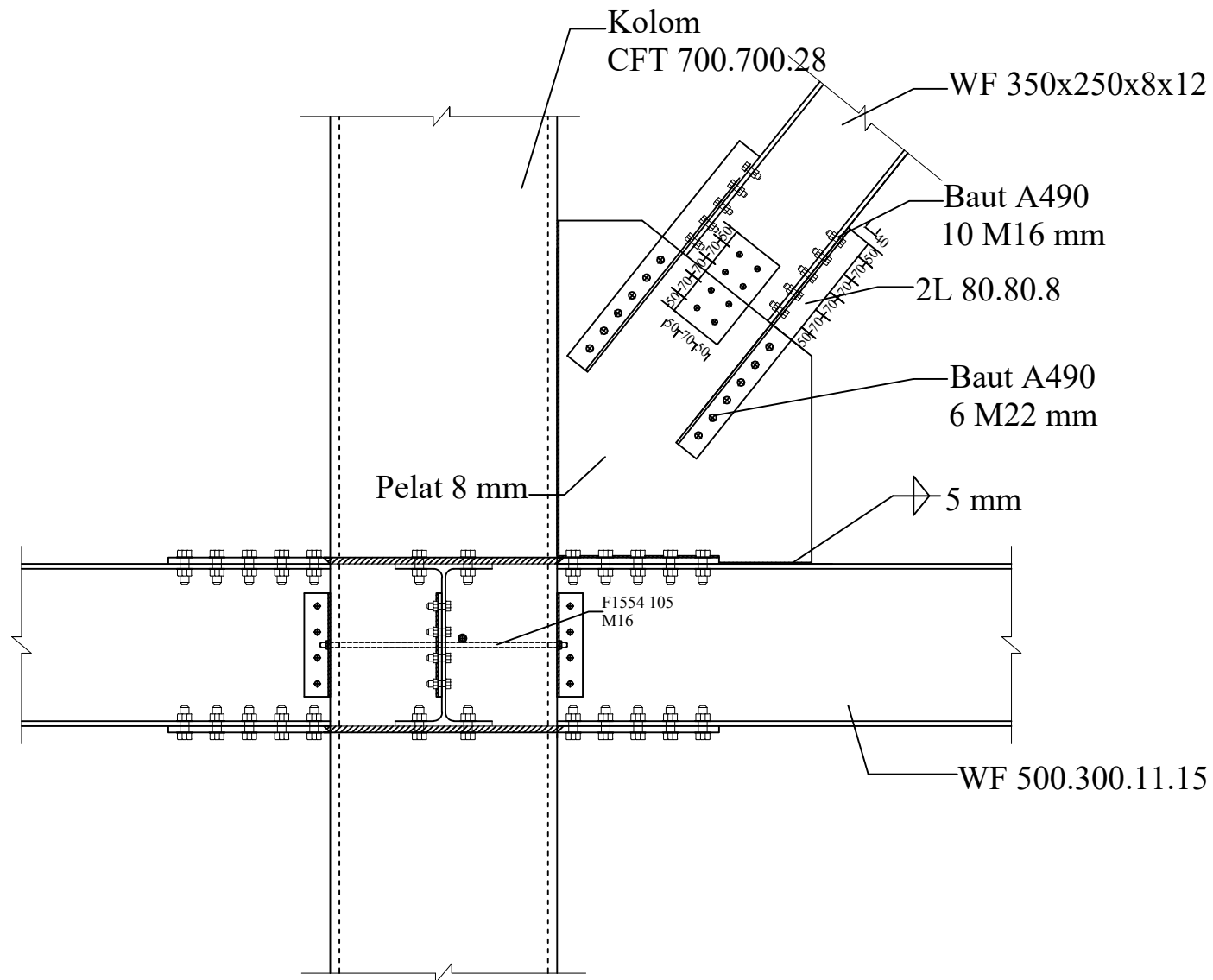
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

18

44



**Sambungan bresing dengan Balok Kolom**

SKALA 1 : 20



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Mutu Las: E90xx

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan Bresing  
dengan Balok  
dan Kolom

1 : 20

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

19

44





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Mutu Las: E90xx

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan  
Antar Kolom  
Potongan A-A

1 : 15

1 : 15

Kode

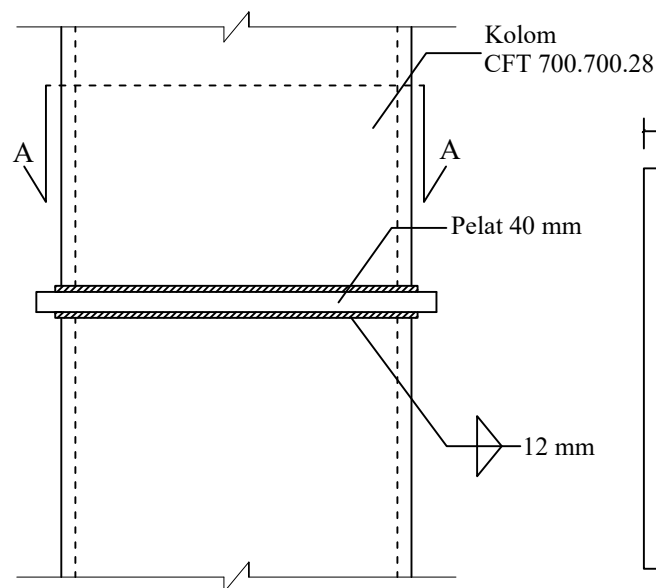
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

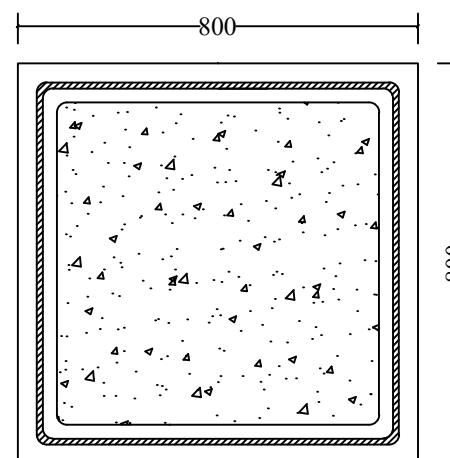
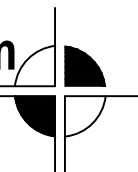
20

44



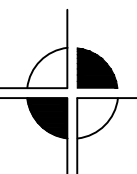
**Sambungan Antar Kolom**

SKALA 1 : 15



**Potongan A-A**

SKALA 1 : 15





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Mutu Las: E90xx

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan  
Antar Kolom  
Potongan A-A

1 : 15

1 : 15

Kode

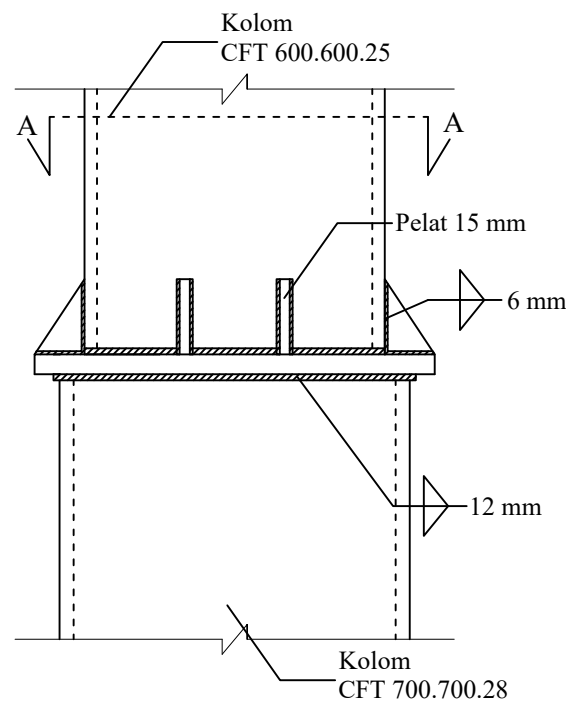
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

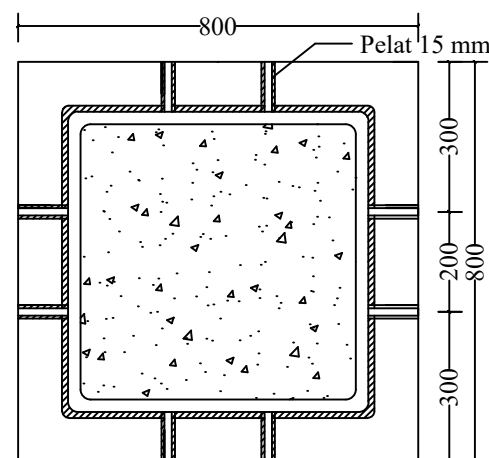
21

44



**Sambungan Antar Kolom**

SKALA 1 : 15



**Potongan A-A**

SKALA 1 : 15



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Mutu Las: E90xx

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Baseplate

1 : 15

Potongan A-A

1 : 15

Kode

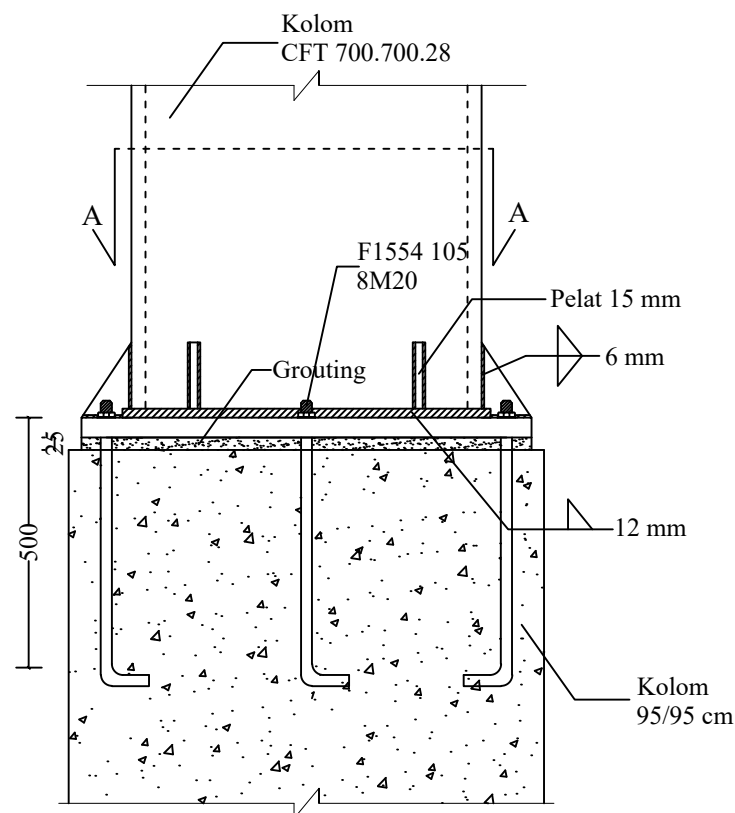
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

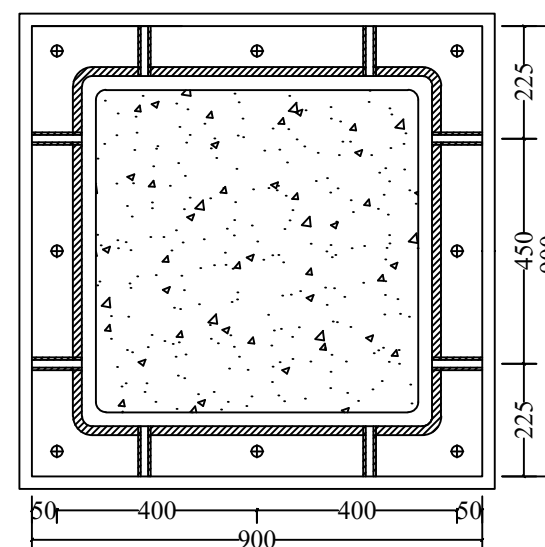
22

44



Baseplate

SKALA 1 : 15



Potongan A-A

SKALA 1 : 15



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pelat P1

1 : 50

Kode

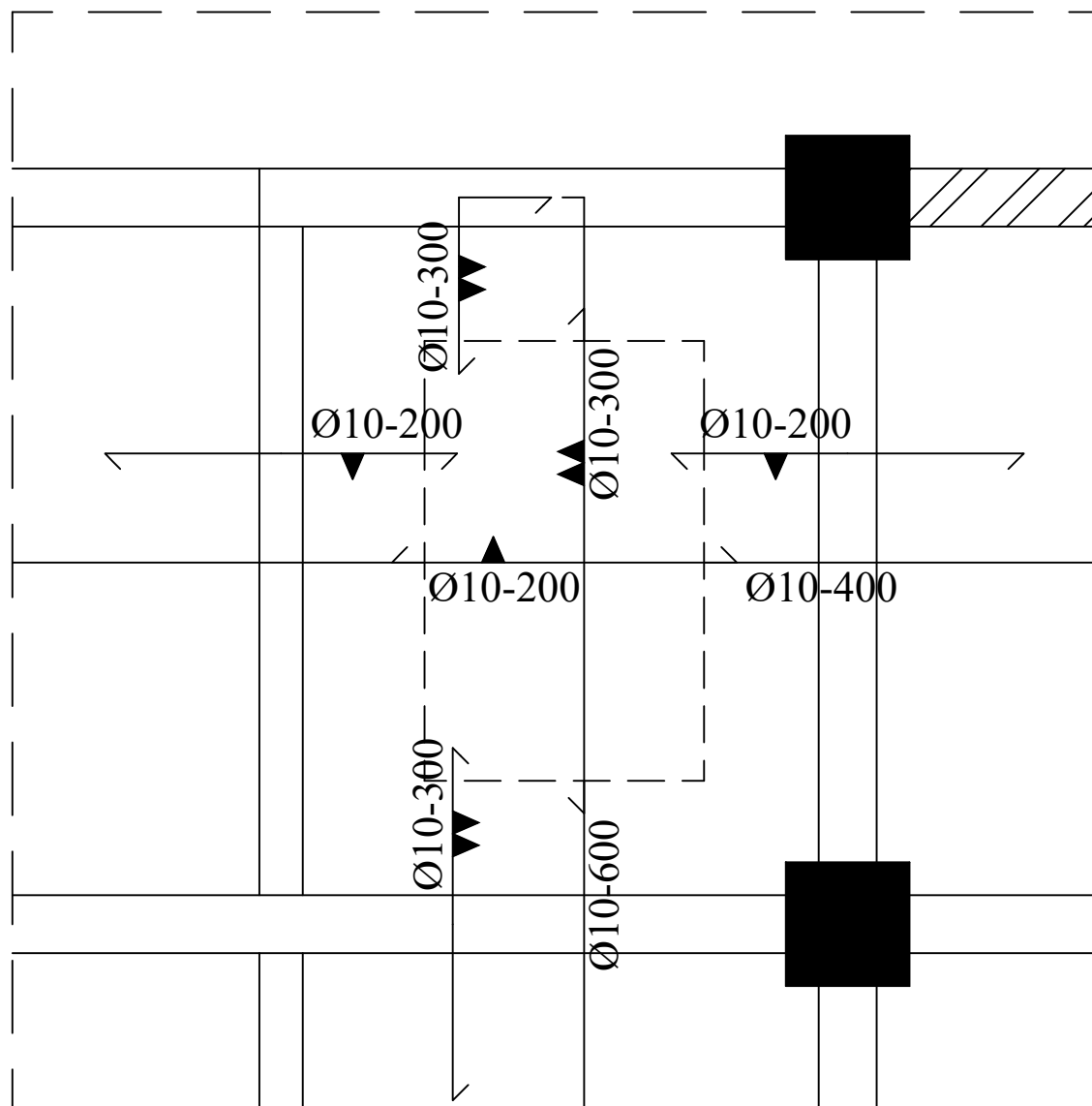
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

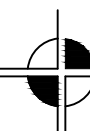
23

44



**Detail Pelat P1**

SKALA 1 : 50





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pelat P2

1 : 50

Kode

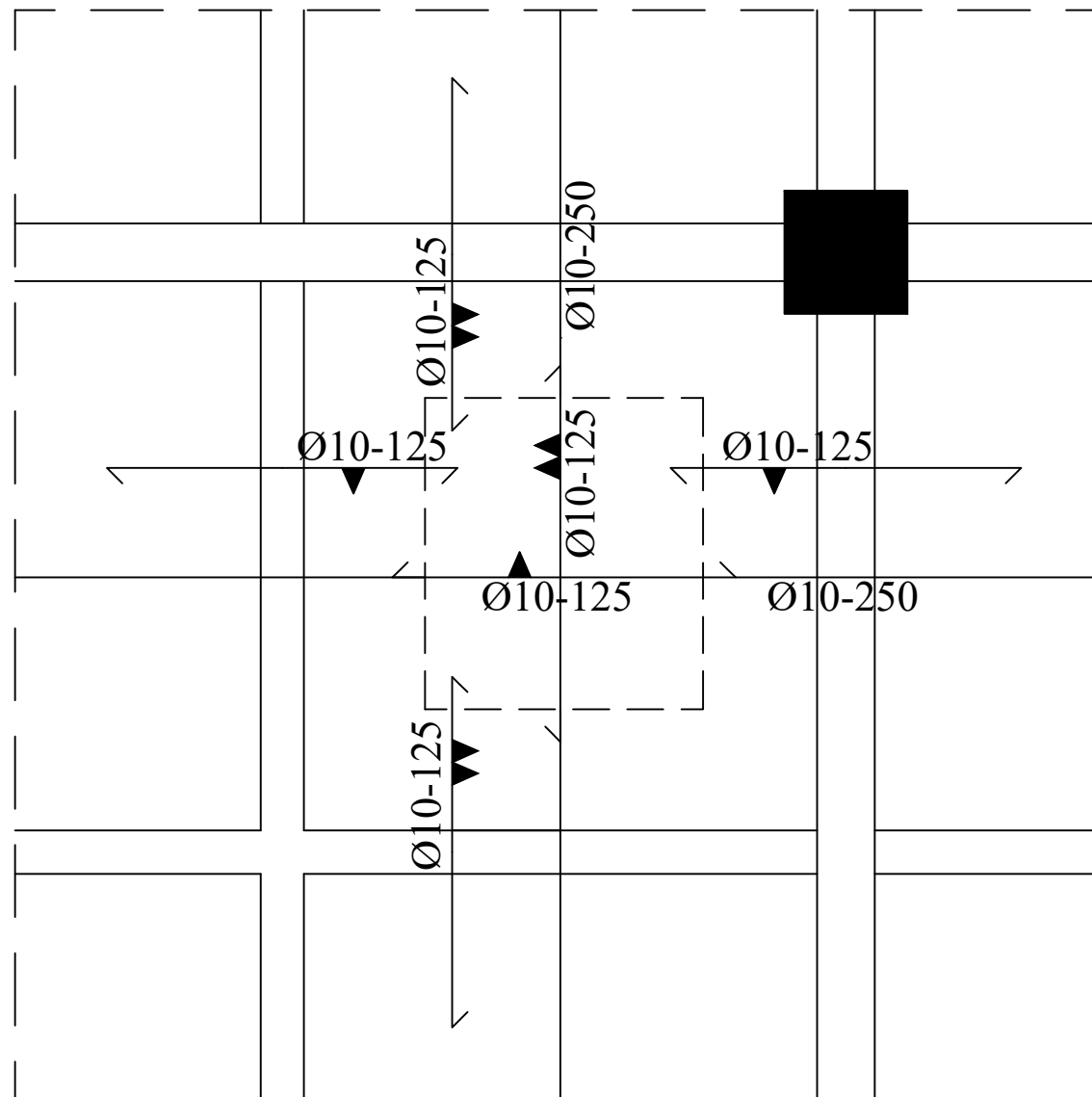
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

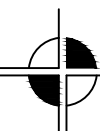
24

44



**Detail Pelat P2**

SKALA 1 : 50





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Potongan Pelat Pada Lapangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan Pelat P1

1:10

Potongan Pelat P2

1:10

Kode

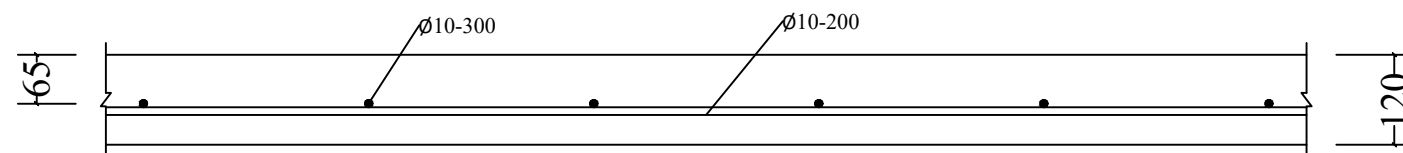
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

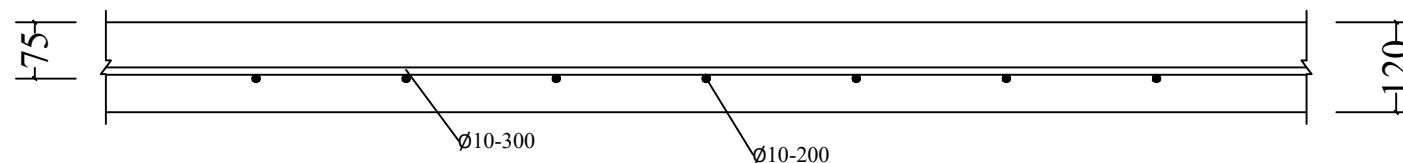
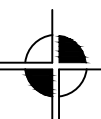
25

44



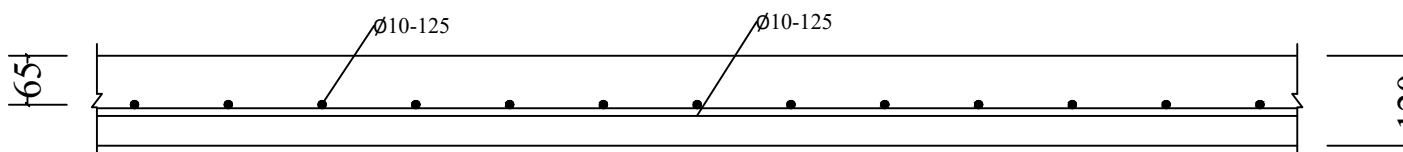
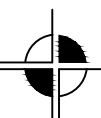
**Potongan Pelat Y P1**

SKALA 1 : 10



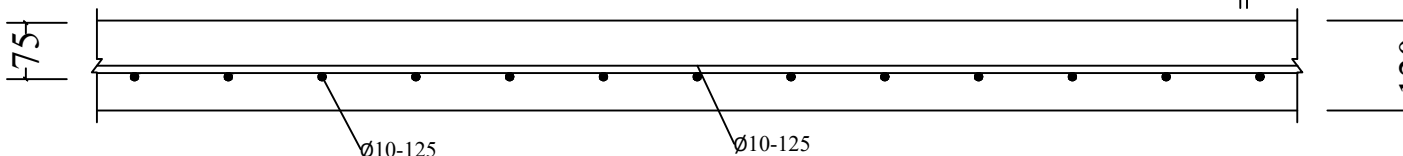
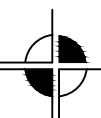
**Potongan Pelat X P1**

SKALA 1 : 10



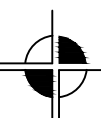
**Potongan Pelat Y P2**

SKALA 1 : 10



**Potongan Pelat X P2**

SKALA 1 : 10





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pelat P2

1 : 50

Kode

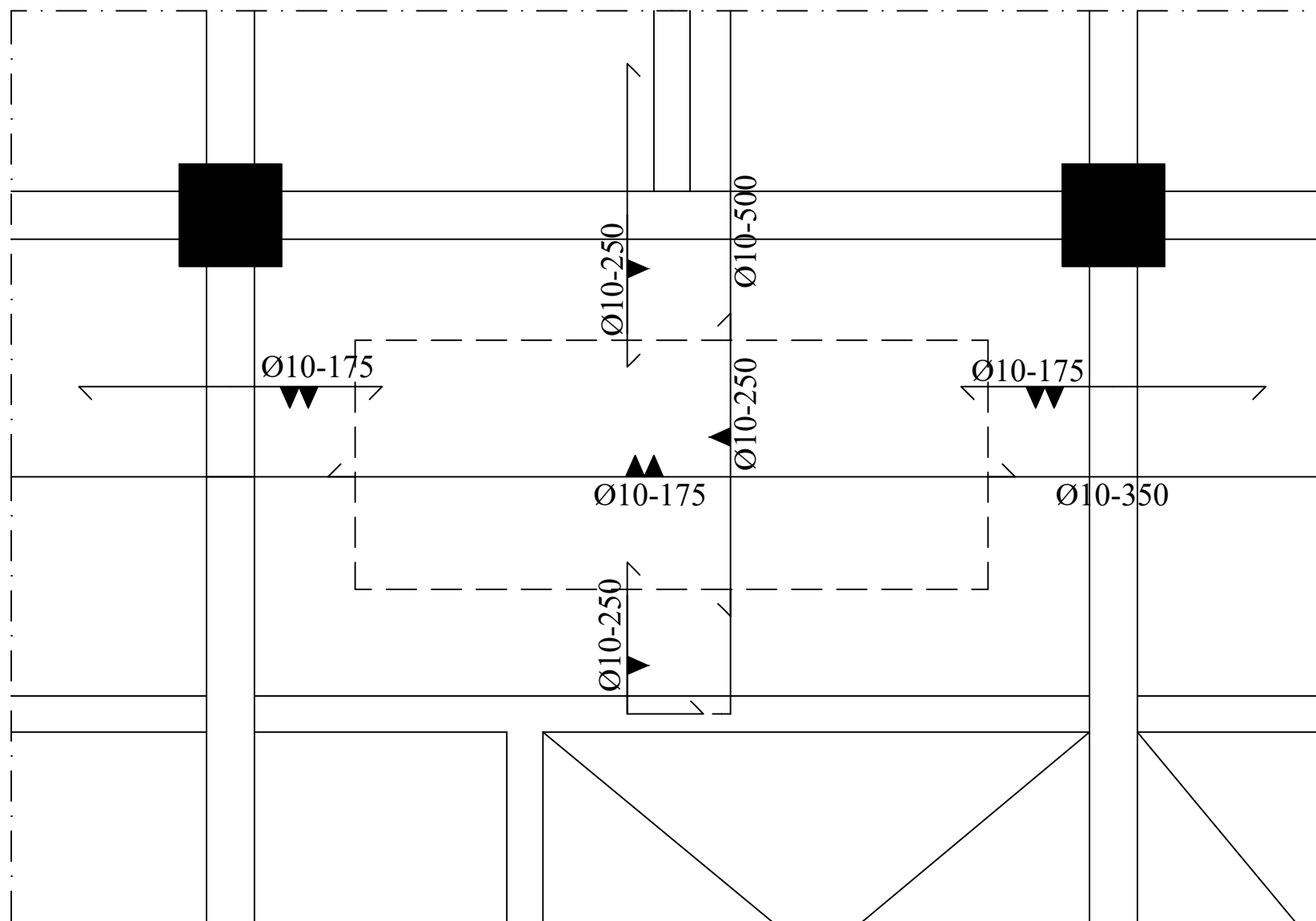
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

26

44



**Detail Pelat P3**

SKALA 1 : 50





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pelat P2

1 : 50

Kode

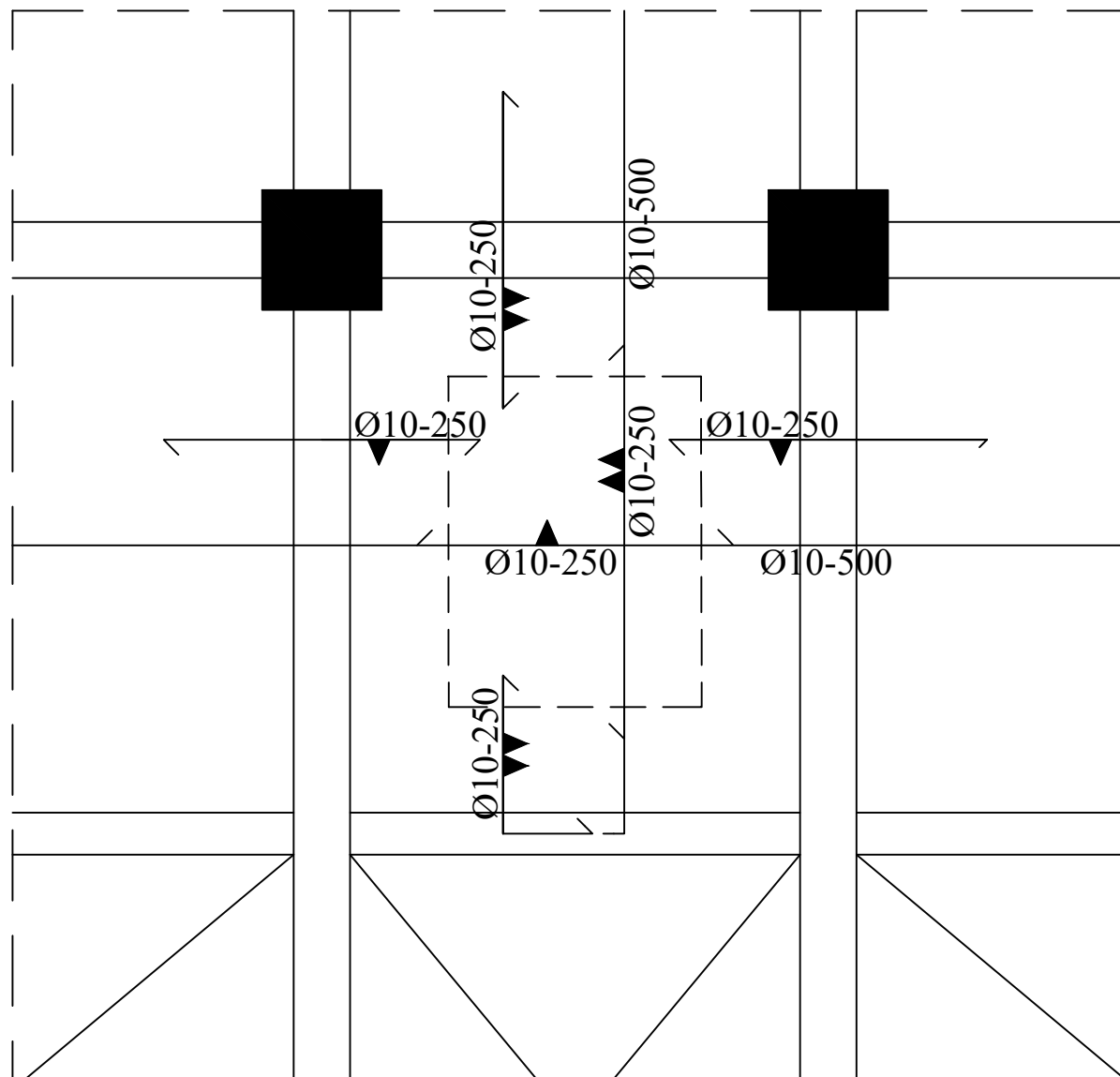
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

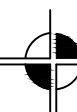
27

44



**Detail Pelat P4**

SKALA 1 : 50







Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Potongan Pelat Pada Lapangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan Pelat P3

1:10

Potongan Pelat P4

1:10

Kode

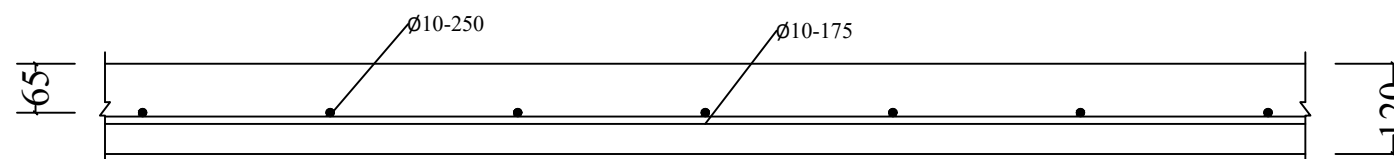
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

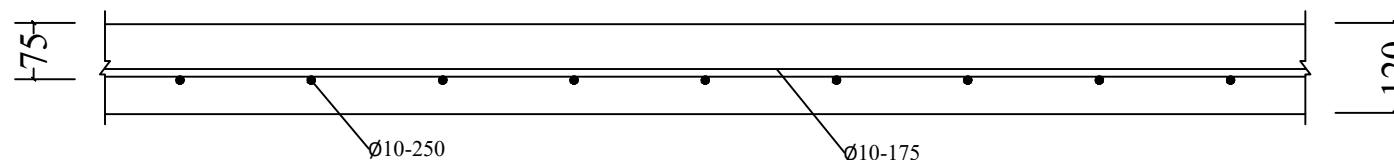
28

44



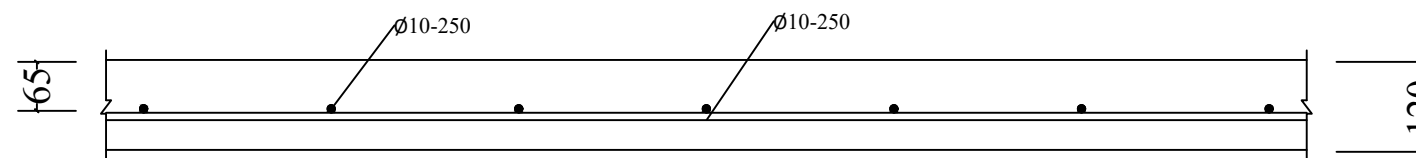
**Potongan Pelat Y P3**

SKALA 1 : 10



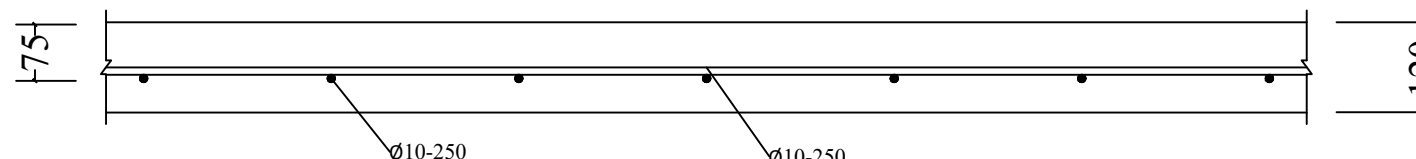
**Potongan Pelat X P3**

SKALA 1 : 10



**Potongan Pelat Y P4**

SKALA 1 : 10



**Potongan Pelat X P4**

SKALA 1 : 10



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pelat  
Basement P1

1 : 50

Kode

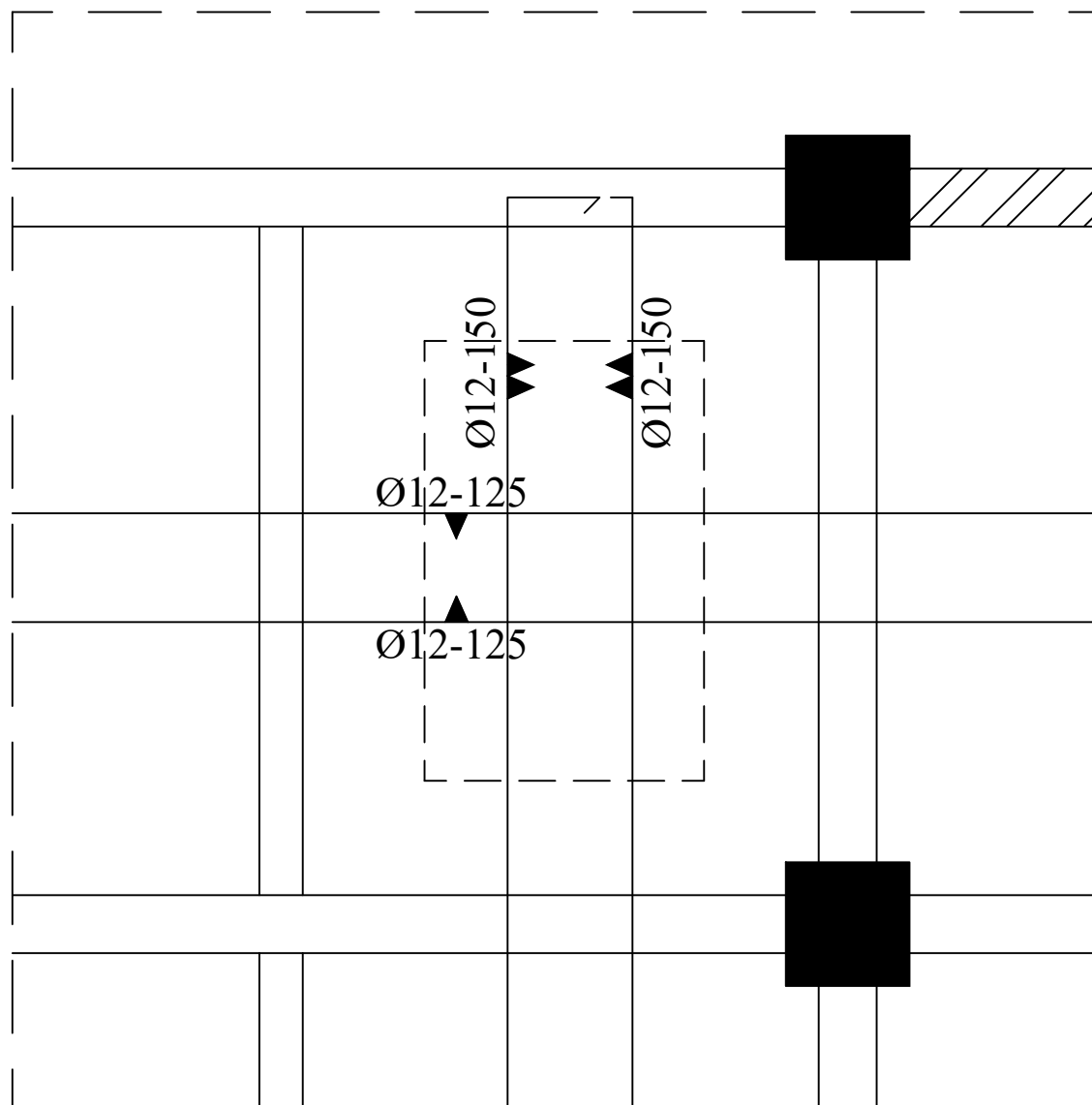
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

29

44



**Detail Pelat Basement P1**

SKALA 1 : 50





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pelat  
Basement P2

1 : 50

Kode

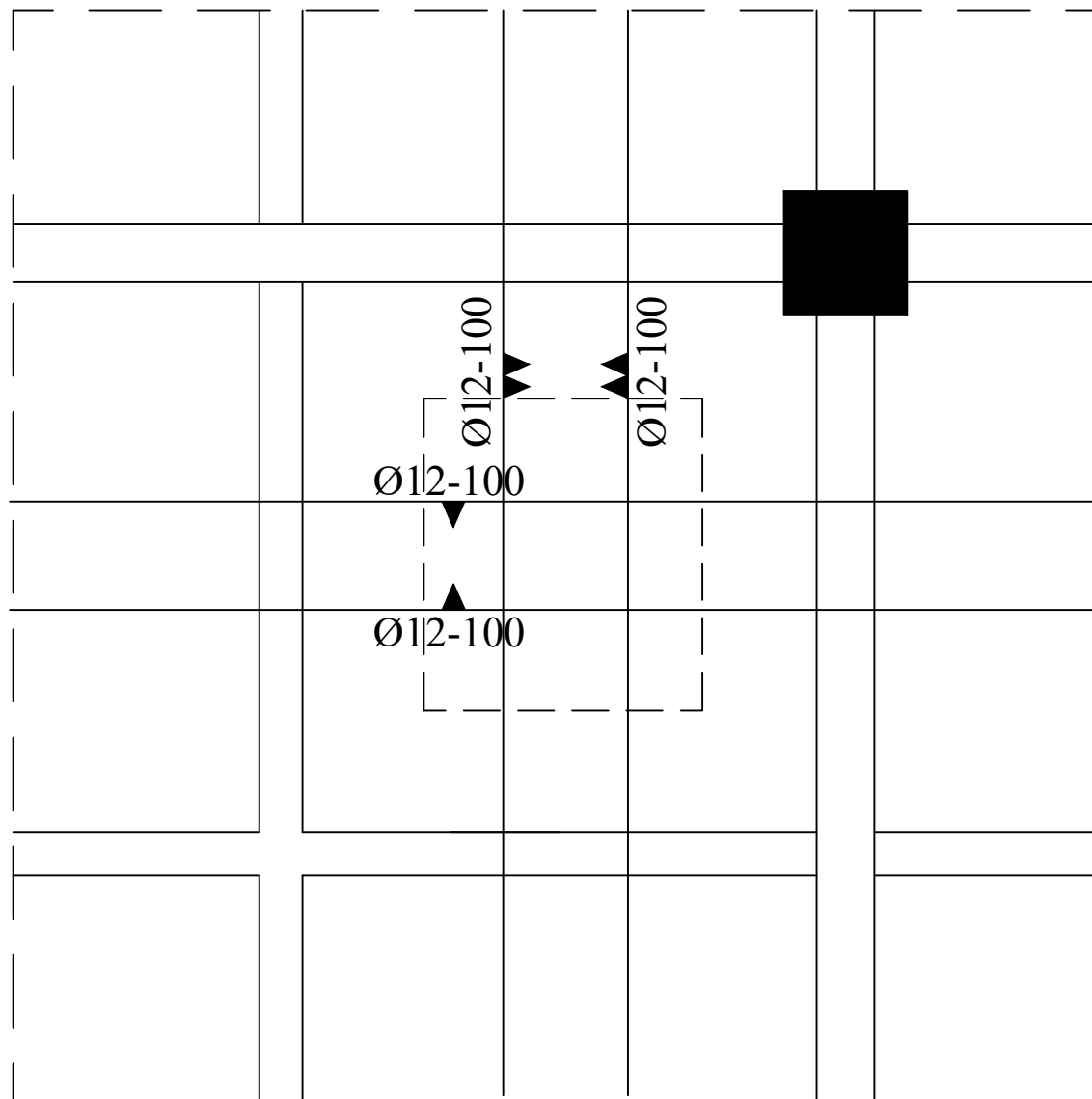
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

30

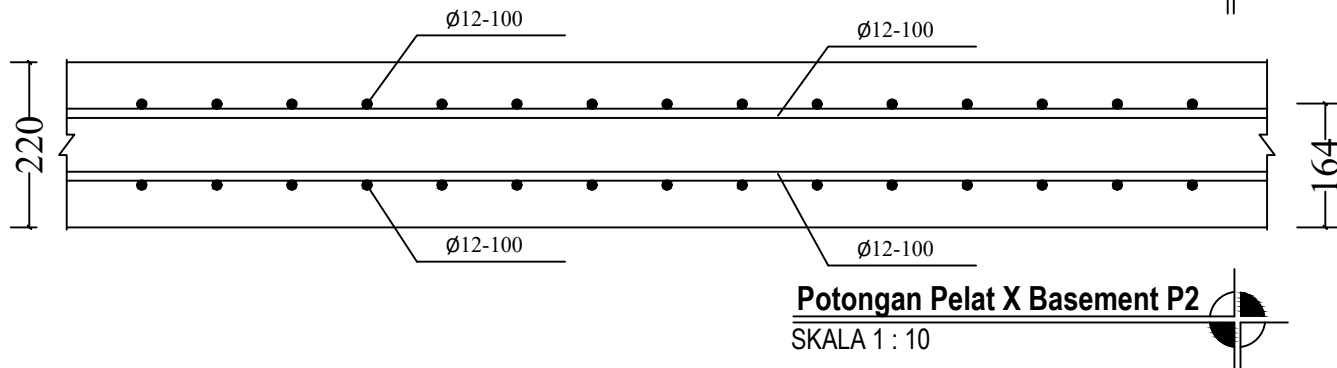
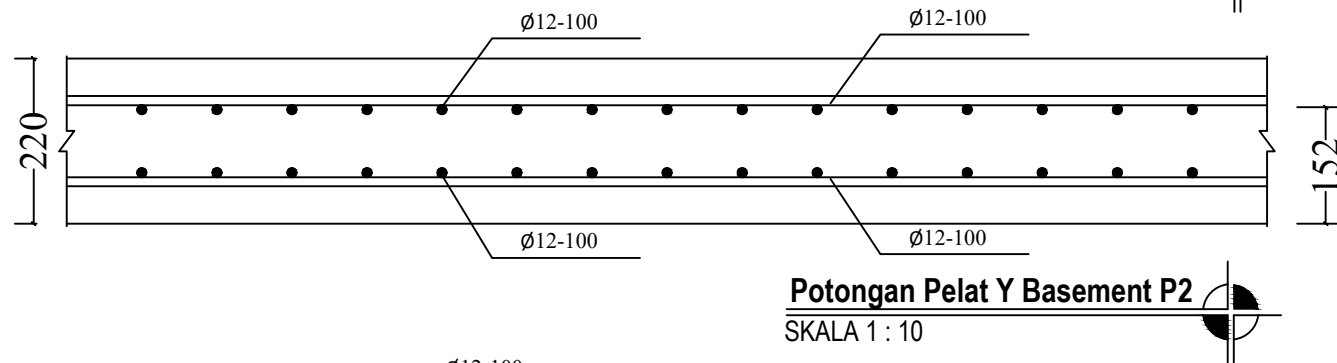
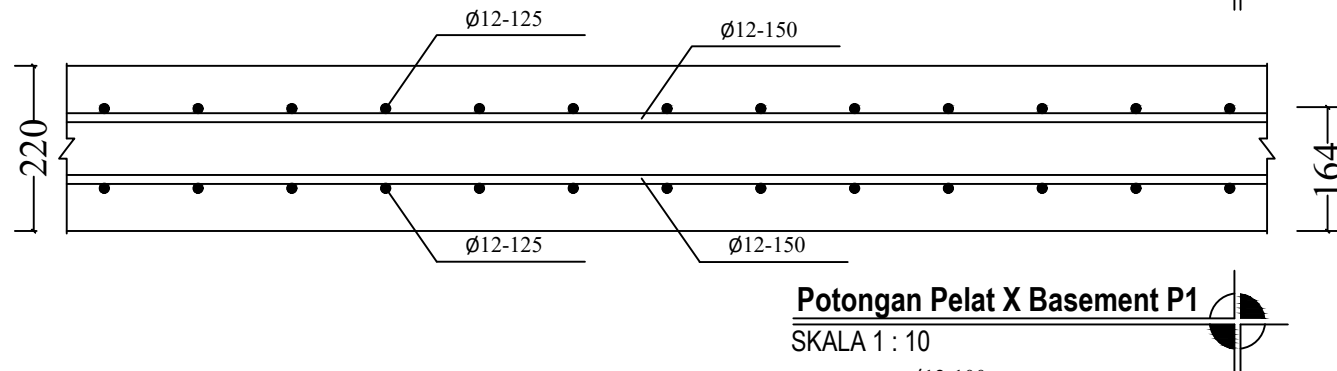
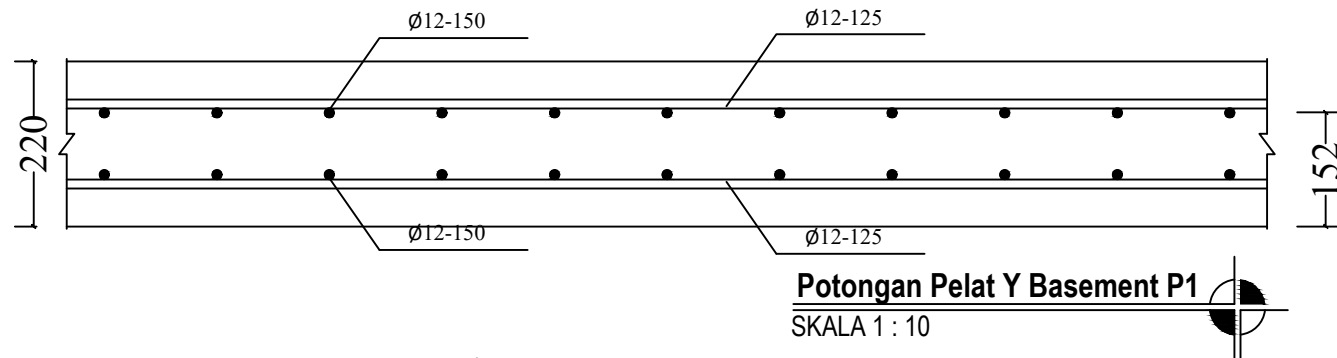
44



**Detail Pelat Basement P2**

SKALA 1 : 50





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Potongan Pelat Pada Lapangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan Pelat  
Basement P1

1:10

Potongan Pelat  
Basement P2

1:10

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

31

44



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pelat  
Basement P3

1 : 50

Kode

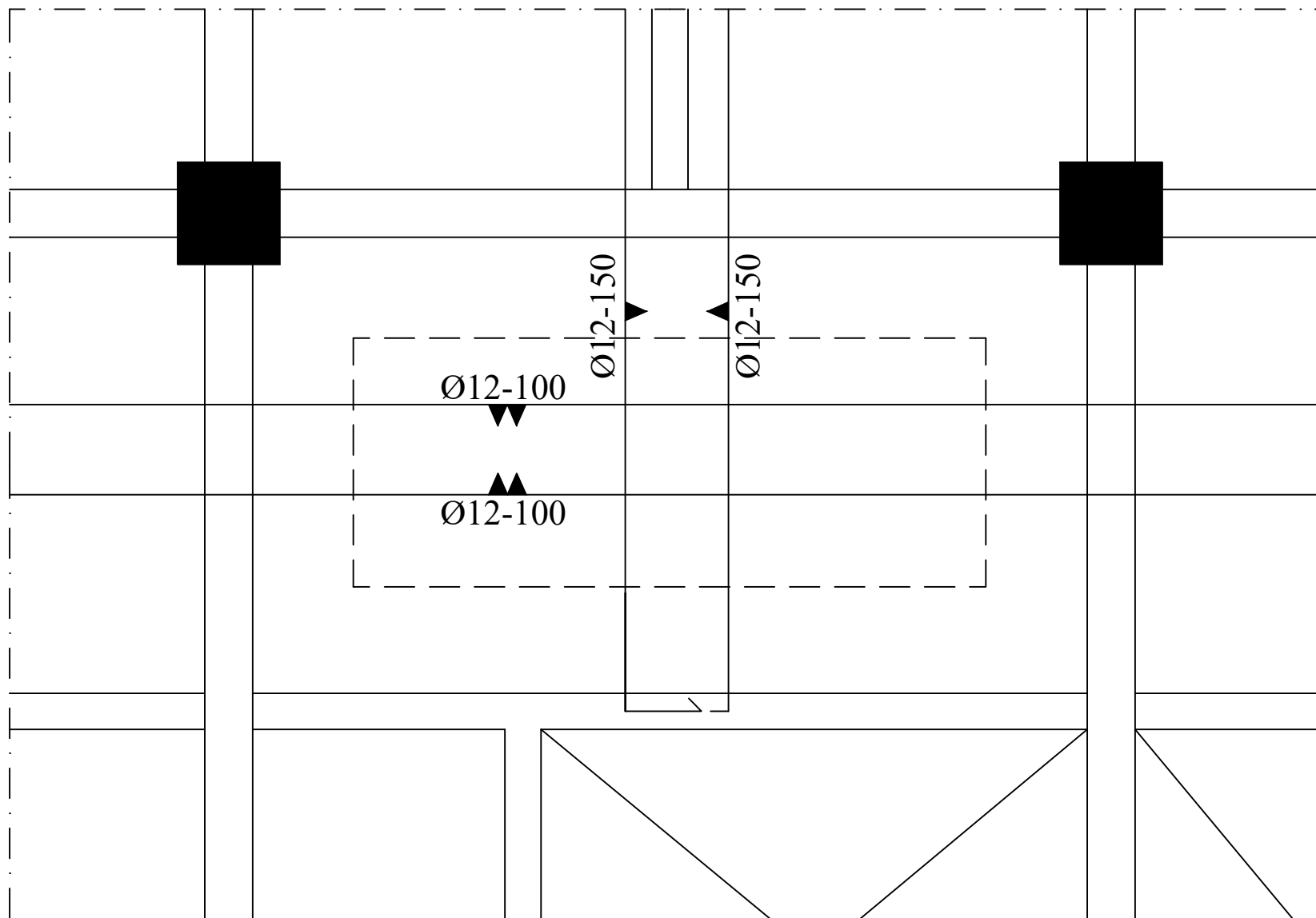
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

32

44



**Detail Pelat Basement P3**

SKALA 1 : 50





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tawio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pelat  
Basement P4

1 : 50

Kode

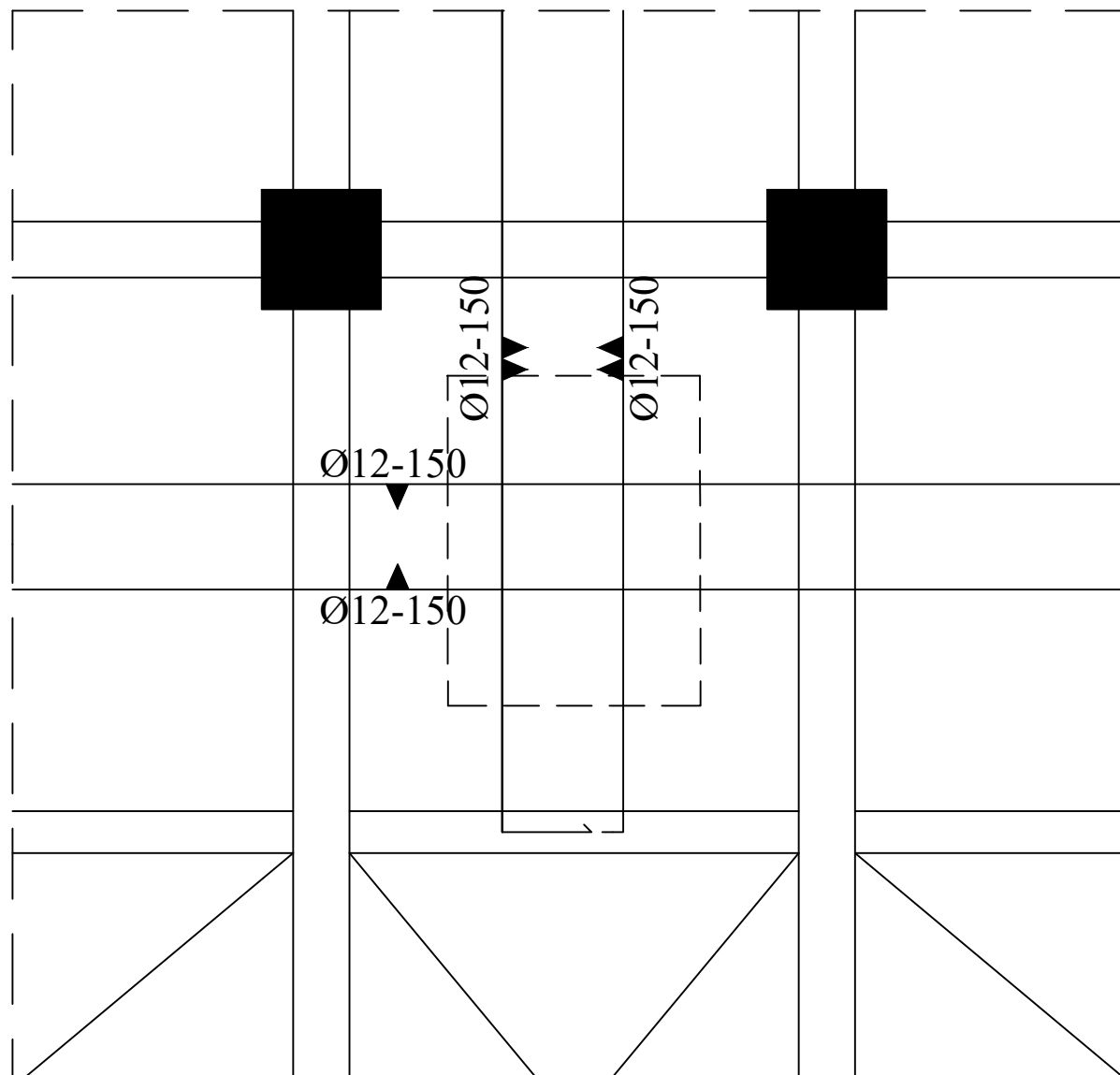
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

33

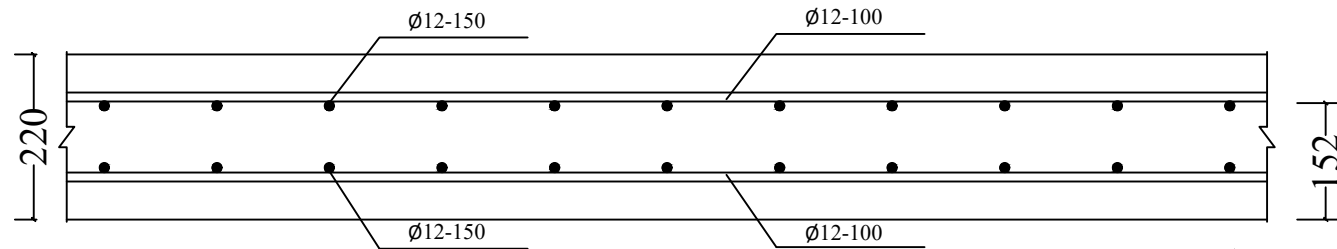
44



**Detail Pelat Basement P4**

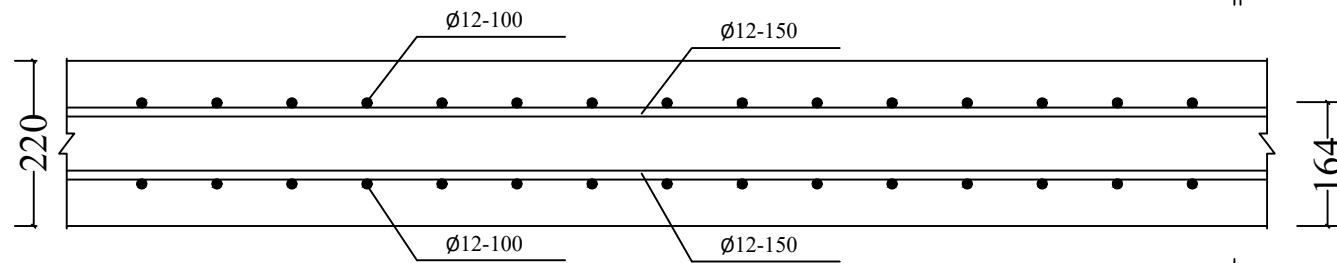
SKALA 1 : 50





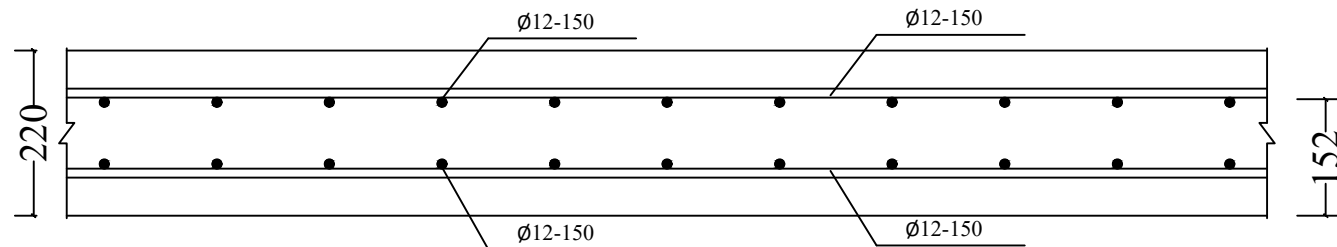
**Potongan Pelat Y Basement P3**

SKALA 1 : 10



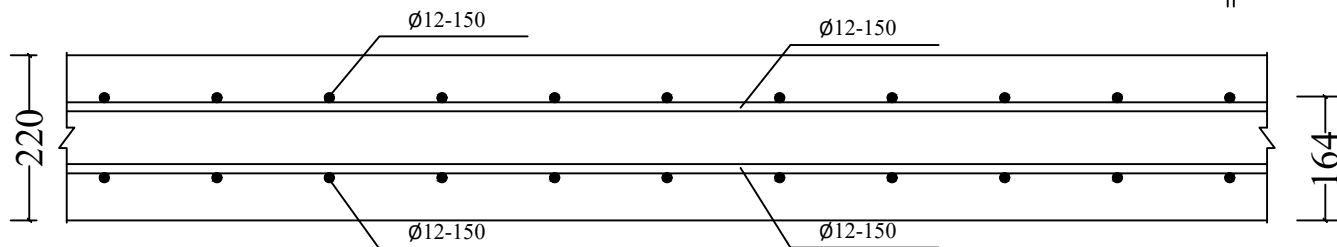
**Potongan Pelat X Basement P3**

SKALA 1 : 10



**Potongan Pelat Y Basement P4**

SKALA 1 : 10



**Potongan Pelat X Basement P4**

SKALA 1 : 10



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Potongan Pelat Pada Lapangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan Pelat  
Basement P3

1:10

Potongan Pelat  
Basement P4

1:10

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

34

44



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Penulangan Balok  
Anak BA1

1:10

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

35

44

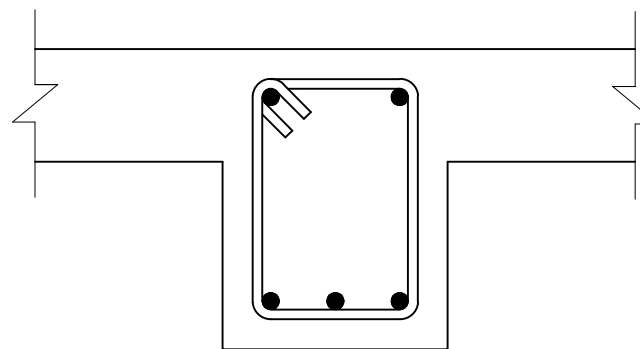
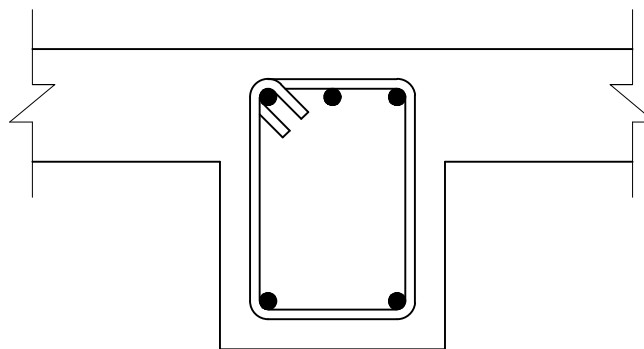
KETERANGAN

TUMPUAN

LAPANGAN

BA1

300 mm x 400 mm



TUL. ATAS

3D22

2D22

TUL. BAWAH

2D22

3D22

TUL. SAMPING

SENGKANG

2D13-150

2D13-150

**Penulangan Balok Anak BA1**

SKALA 1 : 10







Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Penulangan Balok  
Anak BA2

1:10

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

36

44

KETERANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
BA2  300 mm x 400 mm		
TUL. ATAS	3D22	2D22
TUL. BAWAH	2D22	3D22
TUL. SAMPING		
SENGKANG	2D13-150	2D13-150

**Penulangan Balok Anak BA2**

SKALA 1 : 10





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Penulangan Balok  
Anak BA3

1:10

Kode

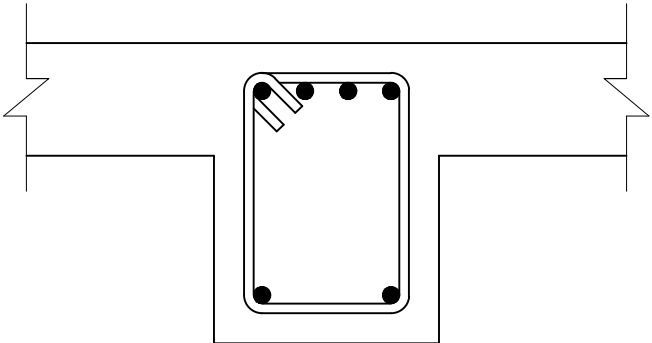
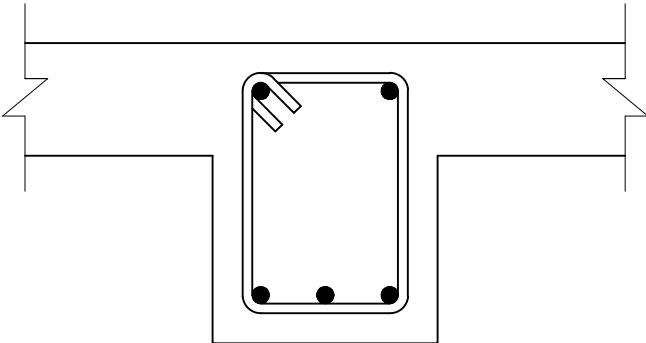
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

37

44

KETERANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
BA3  300 mm x 400 mm		
TUL. ATAS	4D22	2D22
TUL. BAWAH	2D22	3D22
TUL. SAMPING		
SENGKANG	2D13-150	2D13-150

**Penulangan Balok Anak BA3**

SKALA 1 : 10





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Penulangan Balok  
Induk

1:10

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

38

44

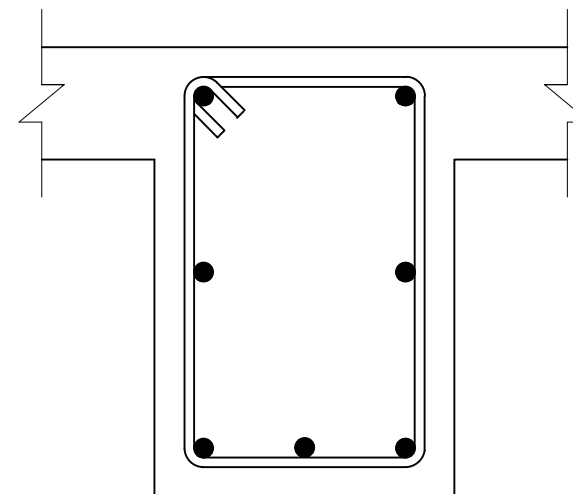
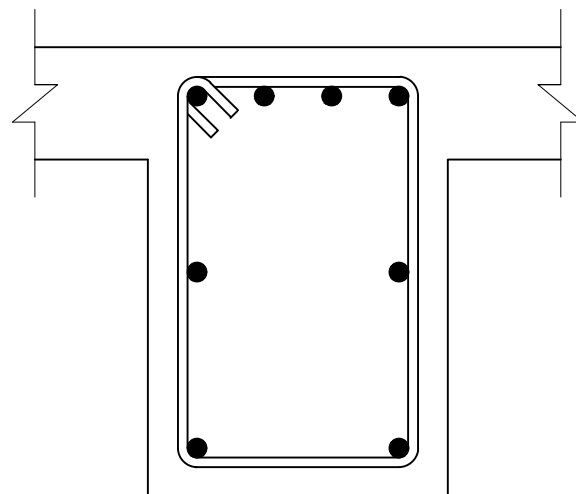
KETERANGAN

TUMPUAN

LAPANGAN

BALOK INDUK

400 mm x 600 mm



TUL. ATAS

4D25

2D25

TUL. BAWAH

2D25

3D25

TUL. SAMPING

2D25

2D25

SENGKANG

2D13-100

2D13-200

**Penulangan Balok Induk**

SKALA 1 : 10





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Penulangan Kolom  
Beton

1:15

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

39

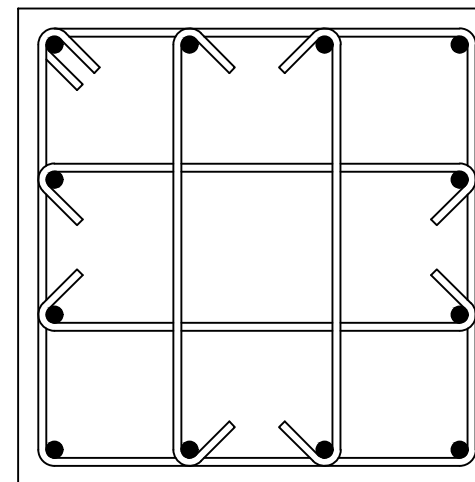
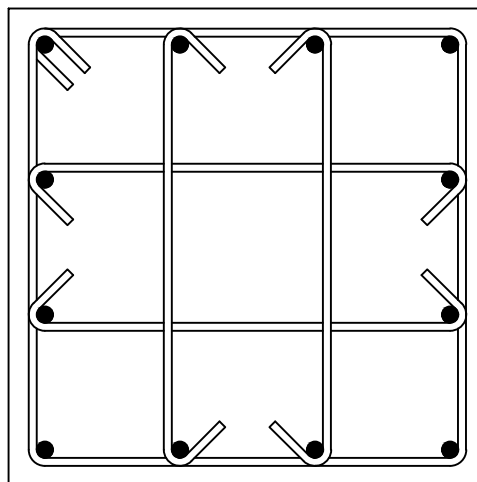
44

KETERANGAN

TUMPUAN

LAPANGAN

KOLOM BETON  
950 x 950 mm



LONGITUDINAL

12D32

12D32

SENGKANG

4D16-150

4D16-130

**Penulangan Kolom Beton**

SKALA 1 : 15





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Tebal Shearwall = 350 cm

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Shearwall

1 : 50

Kode

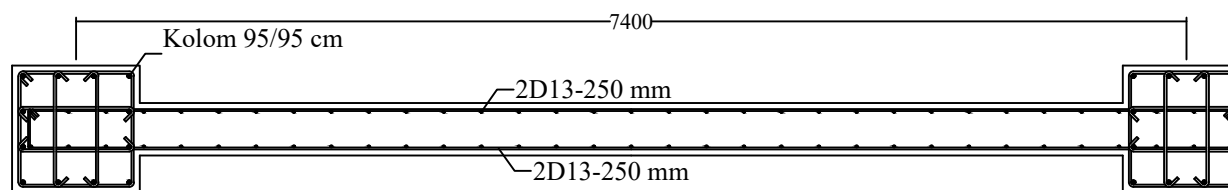
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

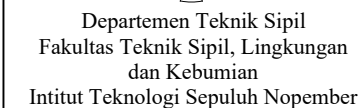
40

44



**Detail Shearwall**  
SKALA 1 : 50





Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFI PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

### Dosen Konsultasi

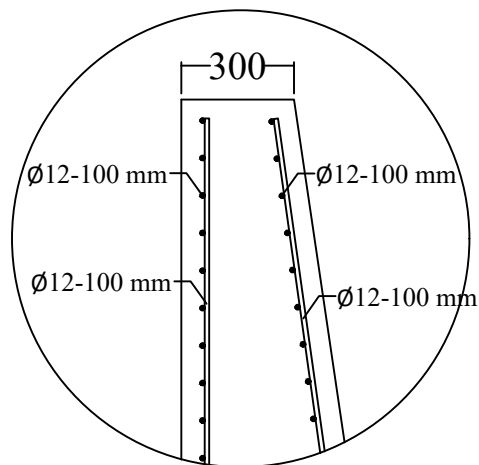
Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

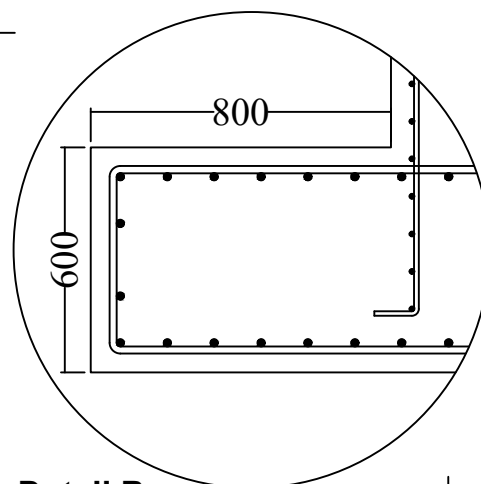
Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar		Skala Gambar
Dinding Penahan Tahan		1 : 50
Detail A		1 : 20
Detail B		1 : 20
Detail C		1 : 20
Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	41	44



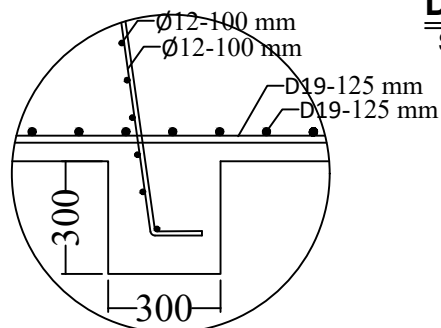
### Detail A

SKALA 1 : 20



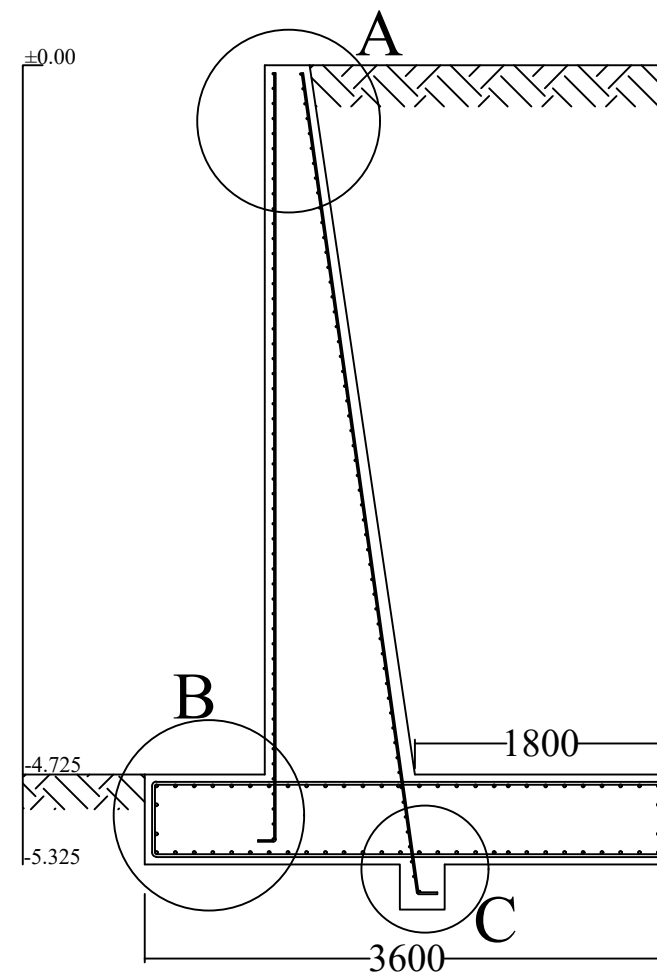
### Detail B

SKALA 1 : 20



### Detail C

SKALA 1 : 20



## Dinding Penahan Tanah

SKALA 1 : 50



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Sloof

1:15

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

42

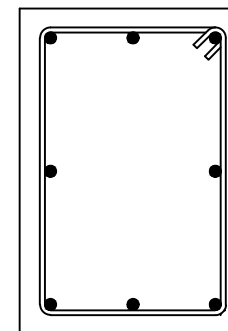
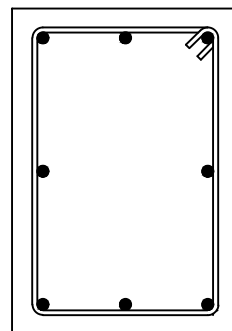
44

KETERANGAN

TUMPUAN

LAPANGAN

SLOOF  
450 x 650 mm



TUL. ATAS

3D22

3D22

TUL. BAWAH

2D22

2D22

TUL. PINGGANG

3D22

3D22

SENGKANG

2Ø10-300

2Ø10-300

**Detail Sloof**

SKALA 1 : 15





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan A-A  
Detail Pondasi 1

1 : 75

1 : 75

Kode

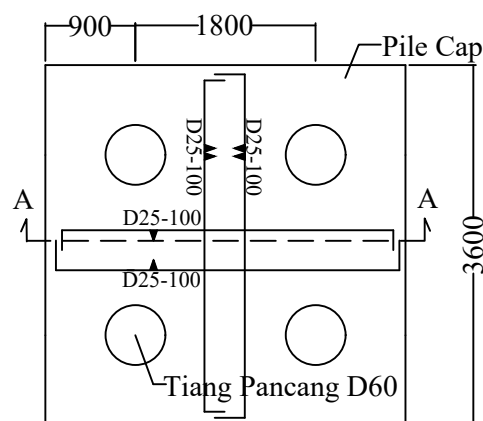
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

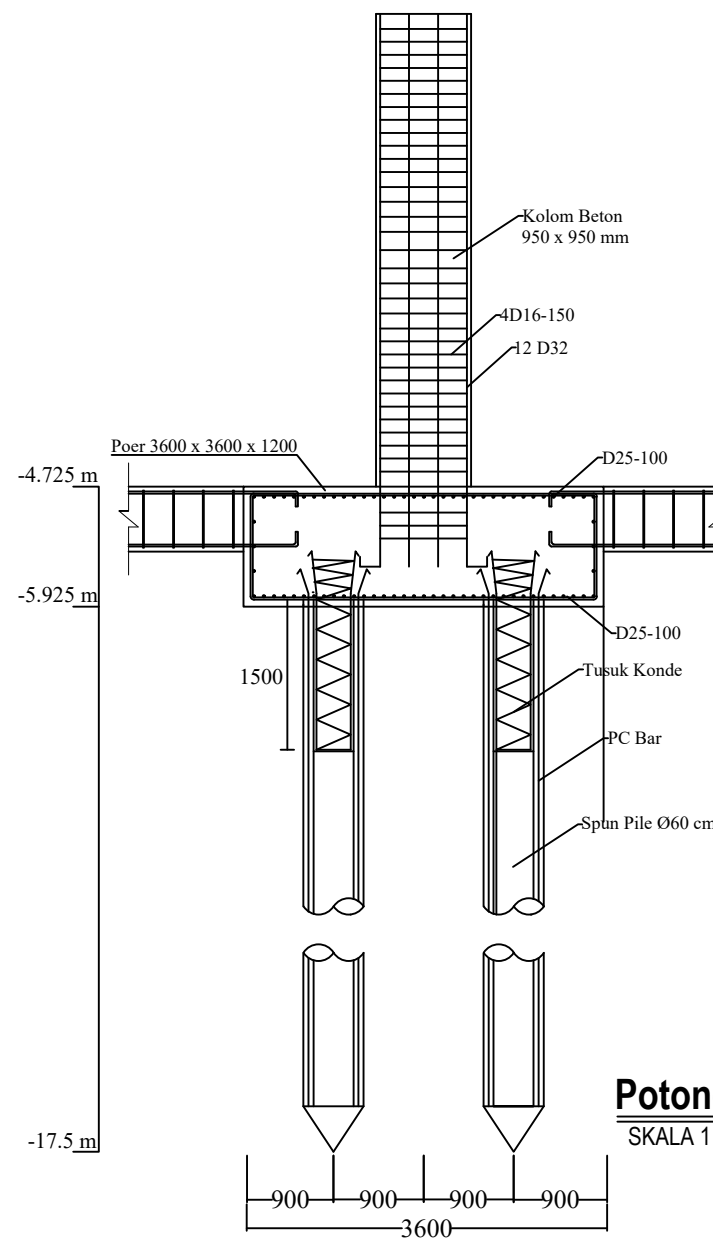
43

44



**Detail Pondasi 1**

SKALA 1 : 75



**Potongan A-A**

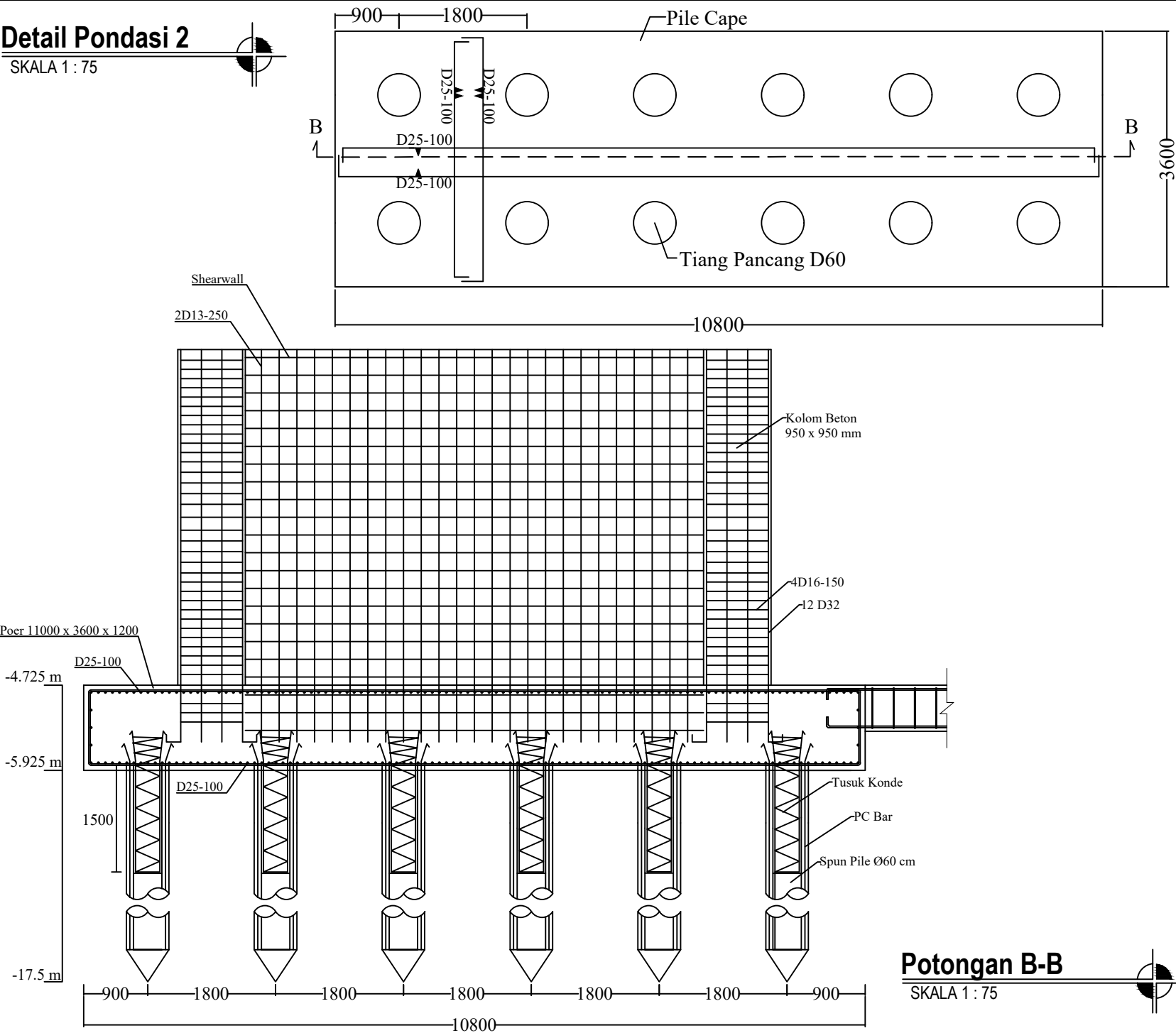
SKALA 1 : 75





Detail Pondasi 2

SKALA 1 : 75



Potongan B-B

SKALA 1 : 75



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG MARIGOLD NAFI PARK  
BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
ECCENTRICALLY BRACED FRAME  
(EBF)

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Feisal Rajab Rivai  
03111440000078

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan B-B  
Detail Pondasi 2

1 : 75

1 : 75

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

44

44



Form AK/TA-04  
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Budi Suswanto. ST MT PhD
NAMA MAHASISWA	: Feisal Rajab Rivai
NRP	: 03111940000078
JUDUL TUGAS AKHIR	: Modifikasi Perencanaan gedung Mangold Nanyang BSD menggunakan Struktur Baja komposit dengan Eccentrically Braced Frame (EBF)
TANGGAL PROPOSAL	: 23 Oktober 2017
NO. SP-MMTA	: 078227/IT.2.VI.4.1/PP.05.02.00/2017

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	7/11/2017	Preliminary Desain. Perencanaan Pelat dan Balok Anak	Perencanaan Tangga dan Balok Penggantung lift	JKR
2	14/11/2017	Perencanaan Tangga dan Balok Penggantung lift	Permodelan Struktur	JKR
3	21/11/2017	Permodelan Struktur	Kontrol Permodelan Struktur	JKR
4	28/11/2017	Kontrol Permodelan Struktur	Kontrol Perencanaan Link	JKR
5	13/12/2017	Kontrol Perencanaan Link	Kontrol Balok Induk	JKR
6	27/12/2017	Kontrol Balok Induk	Kontrol kolom	JKR
7	15/1/2018	Kontrol kolom	Perencanaan Sambungan	JKR
8	19/1/2018	Perencanaan Sambungan	Perencanaan tiang pancang	JKR



Form AK/TA-04  
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111  
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Budi Suswanto . ST MT PhD
NAMA MAHASISWA	: Feisal Rajab Rivai
NRP	: 03111440000078
JUDUL TUGAS AKHIR	: Modifikasi Perencanaan Gedung Mangrove Navapark BSD menggunakan Struktur Baja komposit dengan Eccentrically Braced frame (EBF)
TANGGAL PROPOSAL	: 23 Oktober 2017
NO. SP-MMTA	: 078227 / IT.2.VI.4.1 / PP.05.02.00 / 2017

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
9	27/2 2018	Perencanaan Pondasi	Gambar	
10	14/3 2018	Perilaku antar link	Gambar	
11	15/3 2018	Gambar dan Pushover	Revisi gambar dan pushover	
12	2/4 2018	Pushover	Gambar	
13	5/4 2018	Gambar	Draft TA	
14	11/4 2018	Paper, Gambar dan Draft TA	Memperbaiki gambar, Dinding Penahan Tanah	





**PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS**  
**LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)**

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04  
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Prof. Tawo ST MT PhD
NAMA MAHASISWA	: Faisal Rajab Rivai
NRP	: 03111440000078
JUDUL TUGAS AKHIR	: Modifikasi Perencanaan Gedung Mangold Naitapark BSD Menggunakan Struktur Baja komposit Dengan Eccentrically Braced Frame (EBF)
TANGGAL PROPOSAL	: 23 Oktober 2017
NO. SP-MMTA	: 078227/IT2.V1.4.1/PR.05.02.00/2017

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	14/12 2017	Permodelan Struktur	Kontrol Permodelan	
2	20/12 2017	Kontrol Permodelan	Perhitungan struktur Primer	
3	27/12 2018	Perhitungan struktur Primer	Studi perilaku jarak link	
4	12/3 2018	Studi perilaku link	Studi perilaku link	
5	27/3 2018	Studi perilaku link	Draft TA	



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN  
**PROGRAM SARJANA (S1)**  
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK – ITS

**BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN  
SEMINAR DAN LISAN  
TUGAS AKHIR**

Pada hari ini **Jum'at tanggal 18 Mei 2018 jam 08.30 WIB** telah diselenggarakan **UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:


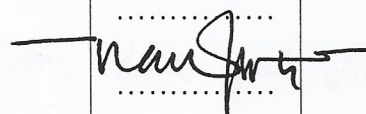
NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111440000078	Feisal Rajab Rivai	Modifikasi Perencanaan Gedung Marigold Nafa Park BSD Menggunakan Struktur Baja Komposit dengan Eccentrically Braced Frame (EBF)

Dengan Hasil :

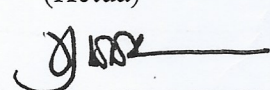
<input type="checkbox"/> Lulus Tanpa Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
<input checked="" type="checkbox"/> Lulus Dengan Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Lisan

Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :

Bagaimana cara menjamin tidak terjadi keropos karena udara/  
gembung yang terjebak, bagaimana menentukan arah balok anak  
dan pengatuan pelat satu arahnya, bagaimana cara menjamin  
pelat CFT cukup kuat akibat gaya yang bekerja di balok  
Perhitungan pile cap, perlu dicek, kuat sambungan  
putus  $\phi = 0,75$ . Tulangan spur pile dicek lagi. Beban tanah  
ada mobil (surface charge), cek lagi bidang geser.

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka	
Data Iranata, ST. MT. PhD	
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS	

Surabaya, 18 Mei 2018  
Dosen Pembimbing I  
(Ketua)

  
**Budi Suswanto, ST. MT. PhD**

Dosen Pembimbing 2  
(Sekretaris)

  
**Prof. Tawio, ST. MT. PhD**

## BIODATA PENULIS



Feisal Rajab Rivai,  
Penulis dilahirkan di Jakarta 04 Desember 1996, merupakan anak kedua dari 3 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Serua 3 (Kota Tangerang Selatan), SMP Negeri 4 (Kota Tangerang Selatan), SMA Negeri 1 (Kota Tangerang Selatan). Setelah lulus dari SMA Negeri 1 Kota Tangerang Selatan tahun 2014, Penulis mengikuti ujian masuk SBMPTN dan diterima di Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS pada tahun 2014 dan terdaftar dengan NRP 03111440000078. Penulis pernah aktif dalam organisasi kemahasiswaan dengan mengikuti Himpunan Mahasiswa Sipil FTSP-ITS dan menjabat sebagai Ketua Departemen Media Komunikasi dan Informasi periode 2017/2018. Selain itu penulis juga pernah memenangkan kompetisi nasional dan internasional seperti: Juara 3 dan Juara favorit lomba *Paper Competition* pada Civil EXPO ITS 2017 dan juga meraih penghargaan *Design-Concept Exhibition Awards* pada *Introducing and Demonstrating Earthquake Engineering Research in Schools (IDEERS)* 2017, Taiwan. Jika pembaca ingin berdiskusi dengan penulis dapat menghubungi melalui email: feisalrr@gmail.com